



**DANIEL JOSÉ DE
OLIVEIRA LOPES**

VIADUTOS MISTOS AÇO - BETÃO



**DANIEL JOSÉ DE
OLIVEIRA LOPES**

VIADUTOS MISTOS AÇO - BETÃO

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Doutor Paulo Jorge de Melo Matias Faria de Vila Real, Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e co-orientação do Professor Doutor Nuno Filipe Ferreira Soares Borges Lopes, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

O júri

Presidente

Prof. Doutor Paulo Barreto Cachim
professor Associado da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Luís Alberto Proença Simões da Silva
professor Catedrático da Universidade de Coimbra – Faculdade de Ciência e Tecnologia

Prof. Doutor Paulo Jorge de Melo Matias Faria de Vila Real
professor Catedrático da Universidade de Aveiro

agradecimentos

Expresso o meu profundo agradecimento ao Professor Doutor Paulo Jorge de Melo Matias Faria de Vila Real (Orientador) pela sua disponibilidade, incentivo e pelas longas conversas que muito me enriqueceram na realização deste trabalho.

O meu sincero agradecimento ao Professor Doutor Nuno Filipe Ferreira Soares Borges Lopes (Co-orientador) por todo o apoio dispensado, e pelos constantes esclarecimentos que me prestou ao longo do último ano.

Agradeço também ao Eng. Tiago Abecassis e ao gabinete de projectos TAL PROJECTO Projectos, Estudos e Serviços de Engenharia, Lda. A cedência do projecto, aplicado no caso de estudo, da ponte mista sobre a Ribeira de Muge.

Ao Prof. Luis Alberto Proença Simões da Silva pelos conselhos e esclarecimentos prestados, no caminho de alcançar uma alternativa mais eficaz e adequada no caso de estudo desenvolvido.

A todos os professores do departamento de Engenharia Civil, que de alguma forma contribuíram para o esclarecimento e discussão de soluções.

À minha família pelo seu apoio incondicional, mesmo nos momentos de maior dificuldade. Pelos seus conselhos e incentivos que em muito me ajudaram para a minha formação como pessoa e a levar este percurso a bom porto.

Por último mas não menos, à Alexandra, pela paciência e tempo dedicado, nos bons e maus momentos, sem a qual não teria sido possível a realização deste trabalho.

A todos, Obrigado.

palavras-chave

viadutos, estruturas mistas, pontes, aço, betão.

Resumo

A presente Dissertação visa analisar as diferentes características relacionadas com os viadutos mistos aço - betão, tanto teoricamente, como a sua aplicação prática através de um caso de estudo.

A análise teórica visa desenvolver os conhecimentos das diferentes análises a realizar neste tipo de estrutura e as suas vantagens de aplicação em relação a outras opções existentes. São estudados as características dos materiais empregues, tendo em conta os recentes desenvolvimentos, tanto no que concerne aos materiais, como nas normas que os regem.

È efectuada uma apresentação das diversas secções transversais que podem ser executadas com base nestes materiais, juntamente com exemplos da sua aplicação. Nesta perspectiva desenvolvem-se os diferentes métodos construtivos adaptáveis ao tipo de estrutura e à envolvente de implantação.

São apresentadas as metodologias de cálculo das secções mistas e dos seus esforços resistentes, de modo a verificar as exigências necessárias em projecto.

Tendo por base esta análise teórica aplicam-se os conhecimentos adquiridos a um caso de estudo que visa uma nova abordagem a um projecto real. Esta nova abordagem tem como princípio uma modificação geométrica da estrutura, realizando todo o dimensionamento e consequente verificação.

keywords

Viaducts, composite structures, bridges, concrete, steel.

abstract

This dissertation aims the analysis the different characteristics associated with the composite steel and concrete viaducts, in a theoretical way, and also in its practical application, through a study case.

The analysis aims the development of a theoretical knowledge of the different studies, to apply on this type of structure, and its advantages considering the other options. The characteristics of the materials used are studied, and new developments are considered, taking into account the type of materials and the rules that regulate them.

A presentation of the various cross-sections is made, that can be implemented based on these materials, along with examples of its application. Within this perspective, there are different methods of construction suitable to the type of structure and deployment.

Various methodologies are presented to calculate the joint sections and their resistant capacity, to verify the requirements of the project.

Based on the theoretical analysis, the acquired knowledge is applied in a study case, taking the form of a new approach to a real project. This new approach has the purpose to change the geometric structure, making a new design and the subsequent verification.

ÍNDICE

1	Introdução e Enquadramento	1
2	Conceito de Construção Mista	5
2.1	Principais características da construção mista aço - betão.....	6
2.1.1	Aspecto estrutural.....	6
2.1.2	Aspecto analítico	6
2.1.3	Aspecto construtivo	8
2.2	Vantagens.....	9
3	Material:	11
3.1	O Aço	11
3.1.1	Aço de alta resistência.....	12
3.1.2	Corrosão	13
3.2	O Betão.....	16
3.2.1	Betão leve.....	19
4	Viadutos: Secções transversais.....	21
4.1	Tabuleiros bi-viga ou multi-viga	22
4.2	Tabuleiros em caixão unicelular	23
4.3	Tabuleiros em treliças	25
5	Viadutos: Métodos construtivos	27
5.1	Elevação de vãos	28
5.2	Deslocamentos sucessivos	28
5.3	Vigas de lançamento	30
6	Dimensionamento das secções mistas.....	31

6.1	Secção efectiva	32
6.2	Momento plástico resistente	34
6.2.1	Momento plástico resistente positivo.....	34
6.2.2	Momento plástico resistente negativo	37
6.3	Resistência ao esforço transversal	39
6.4	Verificação da encurvadura lateral.....	40
6.5	Verificação da encurvadura da alma por esforço transversal.....	42
7	Dimensionamento dos conectores.....	43
8	Aplicação a um caso prático	47
8.1	Seleção de materiais e protecção contra a corrosão.....	49
8.2	Modelação inicial da estrutura	52
8.3	Acções e combinações de cargas	55
8.3.1	Acções permanentes	55
8.3.2	Acções variáveis.....	56
8.3.3	Combinações de acções	59
8.4	Linhas de influência	62
8.5	Dimensionamento da Estrutura metálica.....	64
8.5.1	Vigas metálicas	64
8.5.2	Perfis dos contraventamentos	69
8.5.3	Ligações	70
8.6	Dimensionamento da armadura da laje de betão.....	77
8.6.1	Armadura transversal	77
8.6.2	Armadura longitudinal	80
8.7	Estados limites de serviço.....	83
8.8	Análise dos modos de vibração da estrutura	86

8.9	Análise da fase de construção	89
8.10	Aparelhos de apoio.....	92
8.11	Esforços a considerar no dimensionamento do pilar e dos encontros.	94
8.12	Modelação final do projecto	95
9	Conclusão	97
	Referências Bibliográficas	99
	ANEXOS - A	103
	ANEXOS - B	113

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 – Diagrama de tensões na secção sem e com ligações. [3]	2
Fig. 2 – Elementos constituintes de um viaduto misto. [5]	3
Fig. 3 – Modelação de viaduto através do MEF numa análise não linear. [11]	7
Fig. 4 – Diagrama de tensão – deformação do HPS 485W. [19]	13
Fig. 5 – Diagrama de tensão – deformação do betão. [1]	17
Fig. 6 – Exemplo de diagramas para a determinação do coeficiente de fluência para betão em condições normais. [25]	18
Fig. 7 – Configuração dos diferentes tabuleiros mistos. [1]	21
Fig. 8 – Secção transversal tipo de tabuleiro bi-viga em meio vão e nos apoios [29].	22
Fig. 9 – Exemplo de tabuleiro caixão unicelular - Viaduto do Cacém Polis. [28]	23
Fig. 10 – Caixão unicelular com solução de escoras ou nervuras transversais. [5]	24
Fig. 11 – Exemplo de tabuleiro em treliça. Ponte de Blois. [5]	25
Fig. 12 – Esquema do método de elevação de vão. [30]	28
Fig. 13 – Esquema ilustrativo do método dos deslocamentos sucessivos. [30]	29
Fig. 14 – Exemplo de viga de lançamento superior. [30]	30
Fig. 15 – Secção efectiva para vigas mistas. [3]	32
Fig. 16 – Determinação da largura efectiva (b_{eff}) em vigas contínuas. [32]	33
Fig. 17 – Flexão positiva com eixo neutro na laje de betão. [3]	35
Fig. 18 – Flexão positiva com eixo neutro no banzo superior do perfil metálico. [3]	35
Fig. 19 – Flexão positiva com eixo neutro na alma do perfil metálico. [3]	36
Fig. 20 – Flexão negativa com eixo neutro no banzo superior do perfil metálico. [3]	37
Fig. 21 – Flexão negativa com eixo neutro na alma do perfil metálico. [3]	38
Fig. 22 – Interacção do esforço transversal no momento plástico resistente. [33]	39
Fig. 23 – Análise da encurvadura lateral e do comprimento crítico L_{cr} . [3]	40

Fig. 24 – Exemplo de interacção nula e total em viga simplesmente apoiada. [3]	43
Fig. 25 - Localização da ponte sobre a Ribeira de Muge	47
Fig. 26 - Vista 3D do modelo.....	52
Fig. 27 - Detalhe de ligação viga - laje e secção transversal.....	53
Fig. 28 – Variação da altura pelos elementos de casca.....	53
Fig. 29 – Variação da altura pelos elementos de casca.....	57
Fig. 30 – Espectros de resposta de acordo com o RSA [42].	59
Fig. 31 – Modelo de cálculo adoptado para a determinação das linhas de influência	62
Fig. 32 - Linha de influência do momento no apoio central.	63
Fig. 33 – Dimensões de laje de espessura variável e laje equivalente.....	64
Fig. 34 – Nomenclatura da secção tipo utilizada.....	65
Fig. 35 – Diagrama de momentos flectores da viga longitudinal.	67
Fig. 36 – Identificação das zonas para o dimensionamento dos conectores.....	68
Fig. 37 – Espaçamento dos parafusos nas ligações. [34].....	73
Fig. 38 – Esquema da colocação dos parafusos.	74
Fig. 39 – Soldadura de ligação dos banzo com a alma. [34].....	74
Fig. 40 – Soldadura de ligação dos banzo de diferentes dimensões.....	76
Fig. 41 – Esquema estático para o dimensionamento da armadura transversal.....	77
Fig. 42 – Diagrama de momentos nas secções, corte 1 a corte 6, respectivamente.	79
Fig. 43 - Planta de localização dos cortes na laje de betão para o dimensionamento.	79
Fig. 44 – Modelo da estrutura metálica em fase de construção.....	89
Fig. 45 – Esquema das dimensões do aparelho de apoio em neoprene confinado [51].	93
Fig. 46 – Modelo final com inércia variável nas vigas longitudinais.....	95
Fig. 47 – Modelo final dos contraventamentos ao longo das vigas longitudinais.	95
Fig. 48 – Modelo final da laje do tabuleiro com a estrutura metálica.	96

ANEXOS - A

Fig. 49 – Modelo final das vigas metálicas longitudinais e respectivos apoios.....	110
Fig. 50 – Modelo final das vigas metálicas longitudinais com os contraventamentos.	110
Fig. 51 – Modelo final do tabuleiro de betão, juntamente com a estrutura metálica.	111
Fig. 52 – Modelo final da estrutura, vista do encontro, sem incluir os contraventamentos.....	111
Fig. 53 – Modelo final da estrutura, deformação da estrutura sob cargas permanentes.	111

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Quadro de selecção da curva de encurvadura e valor de α_{LT} . [34]	41
Tabela 2 – Valores da resistência de um conector.....	45
Tabela 3 - Valores do peso volúmico dos materiais utilizados.	50
Tabela 4 - Valores do peso volúmico dos materiais utilizados.	55
Tabela 5 – Verificação da resistência das secções metálicas das vigas longitudinais.....	66
Tabela 6 – Valores das forças para o cálculo dos conectores.....	68
Tabela 7 – características físicas e mecânicas da ligação aparafusa.....	74
Tabela 8 - Valores de cálculo e armadura transversal da laje do tabuleiro.....	80
Tabela 9 - Valores de cálculo e armadura longitudinal da laje do tabuleiro.....	82
Tabela 10 – Diâmetros máximos dos varões ϕ_s^* para controlo da fendilhação. [33].....	84
Tabela 11 – Frequências e períodos para os modos de vibração da estrutura.	86
Tabela 12 – Verificação das deformações em fase de construção.	90
Tabela 13 – Verificação da resistência da estrutura em fase de construção.....	91
Tabela 14 – Verificação das deformações em fase de construção.	93
Tabela 15 – Esforços para o dimensionamento dos encontro e do apoio central.	94

ANEXOS - A

Tabela 16 – Variáveis introduzidas na folha de cálculo para o cálculo dos esforços resistentes das secções e a sua verificação.....	104
Tabela 17 – Folha de cálculo aplicada no dimensionamento da ligação soldada entre a alma e os banzos da viga metálica principal.	105
Tabela 18 – Folha de cálculo da armadura transversal da laje do tabuleiro.	106
Tabela 19 – Folha de cálculo simplificada da armadura longitudinal da laje do tabuleiro.....	107
Tabela 20 – Verificação do ELS de limitação das tensões na laje do tabuleiro.....	108
Tabela 21 – Verificação do ELS da fendilhação do betão da laje do tabuleiro.	109

1 Introdução e Enquadramento

Desde o início da humanidade, o Homem dedicou todos os seus esforços, na tentativa de vencer as barreiras que lhe foram aparecendo, sempre com a ajuda da evolução da tecnologia. Seja desde o tempo do Império Egípcio, Grego ou Romano, até os nossos dias, sempre as grandes evoluções nos métodos construtivos foram relacionadas com grandes revoluções tecnológicas. Estas revoluções começam sempre por ocorrer nos países que se encontram com um maior poderio económico e/ou tecnológico.

Se considerarmos as grandes construções que existiram no início da nossa História, vemos que sempre estiveram relacionadas com uma expressão de poder. Desde os egípcios com as grandes pirâmides, aos romanos com os viadutos e grandes edificações, todas estas estruturas eram uma demonstração destas civilizações ao mundo do seu poder intelectual, económico e tecnológico. Se transpusermos estes conceitos para os nossos dias, não se está muito longe da realidade. Vemos que cada vez mais os países tentam superar-se para demonstrar ao mundo o seu poder.

A presente dissertação visa analisar o estado actual da construção de viadutos mistos aço – betão e a sua evolução, desde o ponto de vista tecnológico e dos processos construtivos, ao progresso da produção dos materiais utilizados e das diferentes técnicas de preservação dos mesmos. Toda esta base teórica apoiará a aplicação prática num caso de estudo.

A evolução que se sentiu nos últimos anos em relação aos processos construtivos, veio abrir as portas a novas tecnologias que foram sendo implementadas e estudadas, de modo a otimizar o rendimento dos materiais utilizados. Exemplo disso foi o surgimento do aço de alta resistência a grande escala com laminados de qualidade, o aperfeiçoamento da soldadura e o aparecimento de teorias para o controlo de estruturas mistas (análise elasto-plástica, cálculo plástico das ligações, etc.). Com esta evolução criou-se o conceito de “novo viaduto misto”, em que se joga com as diferentes tipologias de secção, reduzem-se o número de vigas, separam-se e criam-se vigas transversais, tudo com o objectivo de minimizar a quantidade de material utilizado e assim alcançar maiores vãos, com uma considerável redução de materiais.

Com a necessidade de cada país mostrar os seus conhecimentos e mais apoiar os seus projectistas, surgiu a redacção de normas individuais para o regulamento deste tipo de obras. Assim, com o desencadeamento de novas ideias dentro desta área e uma tentativa de harmonizar

procedimentos de cálculo a nível Europeu, surgiu um critério comum, os “Eurocódigos”, de modo a facilitar os mecanismos de entendimento, mas ao mesmo tempo mantendo as características próprias de cada país. Com esta uniformidade de pensamento, cada vez se dá mais importância ao critério do projectista. *“A verificação da conformidade das normas e regulamentos no dimensionamento é necessário, mas não é suficiente para um dimensionamento eficiente, elegante e económico”* [1], ou seja, não basta que a estrutura cumpra os parâmetros exigidos pelos regulamentos, mas sim um critério crítico daquele que a concebe, para atingir um objectivo económico e elegante, mas ao mesmo tempo eficiente.

Por conseguinte, *“la sección mixta es una consecuencia lógica del intento de aprovechamiento de las características peculiares de dichos materiales, en la forma más adecuada, no solo bajo el aspecto resistente, sino también en el constructivo”* [2]. Se imaginarmos uma peça em que estejam a trabalhar em simultâneo os dois materiais, vemos que, normalmente, o perfil metálico suporta uma laje de betão na sua face superior. Ao olhar este aspecto teoricamente, vamos ter uma secção “dividida”, em que cada material deveria resistir aos esforços nele aplicado, só que este aspecto só se torna possível com a aplicação de ligações entre os dois materiais, formando um conjunto. Sem estes, eles divergiam livremente na fibra de junção.

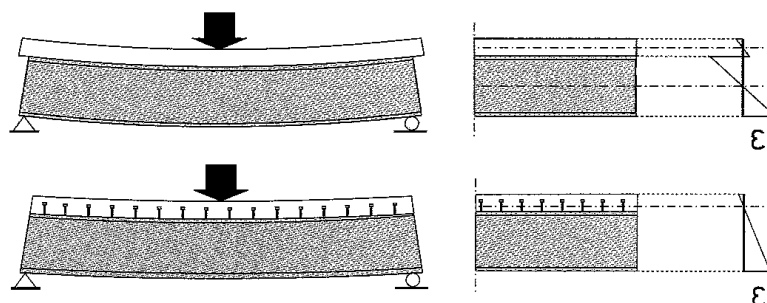


Fig. 1 – Diagrama de tensões na secção sem e com ligações. [3]

“Se entre o aço e o betão colocam-se conectores capazes de resistir as tensões tangenciais desenvolvidas nesta ligação, se conseguirá a colaboração do betão ao igualar as deformações com o aço nessa mesma linha de junção. Com este processo construtivo aumenta-se a inércia e o módulo resistente da peça. Isto é, é suficiente colocar uns simples conectores para melhorar, em geral, as características mecânicas do elemento resistente” [4].

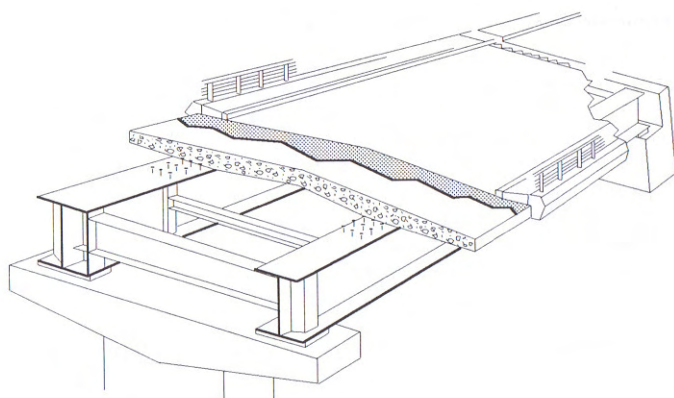


Fig. 2 – Elementos constituintes de um viaduto misto. [5]

Dentro desta perspectiva serão analisadas, inicialmente, os pontos básicos dos materiais que intervêm numa estrutura mista (aço - betão), as suas características físicas e a sua maneira de os proteger. Seguidamente, passaremos pelos aspectos de grande relevância em termos da sua concepção e da sua construção, de modo a analisar o efeito na modificação das tensões nas secções da estrutura. Com esta modificação das tensões, teremos de analisar os esforços resistentes de cada secção, de modo a verificar as exigências regulamentares.

Toda esta base teórica serve para aplicar os conhecimentos num caso de estudo. Este caso de estudo materializa-se com a elaboração de uma nova abordagem ao dimensionamento do tabuleiro de uma ponte mista, “A ponte sobre a Ribeira de Muge”. [6]

Sendo uma ponte com um vão não muito extenso, tem por inconveniente para o projecto a sua localização estratégica, visto que se insere na estrada nacional 118. A sua posição é fundamental para a circulação de pessoas e bens.

No caso de estudo pretende-se dimensionar os vários elementos do tabuleiro, tanto a secção da laje em betão armado, como as vigas metálicas e os contraventamentos. Dentro do dimensionamento da laje de betão, temos de ter em conta o cálculo das armaduras, tanto longitudinal como transversal. No que se refere às vigas metálicas e aos contraventamentos, temos de verificar os seus estados limites últimos e de serviço.

De modo a ter um bom funcionamento da secção mista, é necessário realizar um correcto dimensionamento das ligações, neste caso, conectores de cabeça, e proceder à verificação do seu comportamento. Temos de ter em atenção as ligações entre os contraventamentos e as vigas metálicas, através de ligações aparafusadas. Um correcto aproveitamento dos materiais, com a

variação de inércia da secção metálica, e da variação geométrica dos diferentes elementos (banzos e vigas).

Após estas verificações, vamos estudar o comportamento global da estrutura, tanto na sua fase de construção, como em serviço, tendo em conta o seu comportamento dinâmico.

Todo este estudo visa a aplicação das normas em vigor, tanto os Eurocódigos aplicáveis a cada situação, como regulamentação nacional que seja oportuna, ou mesmo bibliografia, nos casos em que estas sejam omissas.

2 Conceito de Construção Mista

“A distribuição das zonas comprimidas ou traccionadas dentro de uma peça dada não é uma característica intrínseca desta, mas sim dos esforços que a solicitam” [7].

No conceito da construção mista temos de ter em conta que neste tipo de estruturas podem ser combinados vários tipos de materiais como o aço, o betão, a madeira ou o barro, em qualquer combinação.

Deste modo quando falamos de construção mista podemos estar a trabalhar com qualquer tipo de combinação destes materiais de modo a obter as vantagens de cada um deles para a necessidade estrutural que pode surgir. *“Uma das primeiras utilizações conjuntas de vários materiais é a ponte de Carrousel, construída em Paris em 1834 pelo Engenheiro Antoine Remy Polonceau”* [8]. Nesta ponte constituída por três arcos metálicos de 48m de vão, o Engenheiro francês serviu-se da utilização de madeira de pinho que se juntava com o ferro fundido através de uma mistura de argamassa.

Dentro deste conceito de estrutura mista, aquele que actualmente tem uma maior expansão em termos tecnológicos é o da combinação do aço com o betão. É incontestável que estes dois materiais em separado oferecem soluções em muito vantajosas para aquele que os utiliza. Assim, uma utilização conjunta, em que são aproveitados os benefícios de cada um deles e limitados os seus aspectos desfavoráveis, abre um caminho de grandes possibilidades para os projectistas.

Assim junta-se o betão, com as suas características como a flexibilidade, a adaptação a superfícies e volumes, com texturas e tons variados e a sua resistência à compressão, com a capacidade do aço de resistir às tracções. Deste modo, a fragilidade e debilidade do betão de resistir as tracções ficam reduzidas ao atribuir estes esforços ao aço, da mesma forma que os problemas de instabilidade, como a encurvadura por flexão ou encurvadura lateral, desaparecem a trabalhar a tracção ou ao estar travado por grandes secções de betão.

Com isto, a colocação numa dada secção dos elementos em cada um dos materiais deve ser feita de modo criterioso para assim aproveitar as vantagens de cada um deles da melhor forma.

2.1 Principais características da construção mista aço - betão

A explicação das estruturas mistas pode ser reduzida à classificação dos critérios entre vários grupos, atendendo aos diferentes aspectos de importância:

- Aspecto estrutural;
- Aspecto analítico;
- Aspecto construtivo;

2.1.1 Aspecto estrutural

No aspecto estrutural, uma secção mista aço – betão é constituída essencialmente por três elementos estruturais fundamentais que são: a secção de betão, a secção de aço e as ligações, sendo que estas podem ser substituídos pela aderência entre o betão e o aço. Estas ligações, ao existir alguma deformação num dos materiais, fazem com que eles trabalhem em conjunto de modo a evitar ou controlar as deformações relativas em cada um deles.

Como cada um dos elementos são dimensionados para resistir às cargas de peso próprio e de utilização, quando existem outras acções (térmicas, reológicas, etc.) num dos materiais, todos os outros vêm-se afectados por estas, e assim originam-se esforços internos dependendo da secção das peças ou dos critérios de análise.

Com uma análise aprofundada destes aspectos, as suas consequências são de pequena ordem nos estados limites de serviço [7], o que pode trazer grandes vantagens que vão ser analisadas mais à frente neste documento.

2.1.2 Aspecto analítico

O cálculo das secções mistas efectuava-se, assumindo as hipóteses habituais de resistência dos materiais: validade da Lei de Hooke, deformação plana das secções, deformações transversais desprezáveis, etc., transformando as secções de betão, armaduras e aço de pré-esforço numa secção equivalente de aço estrutural [9].

O cálculo realiza-se em fase elástica, mas com a evolução que se tem sentido nos últimos anos, a engenharia tem vivido um importante avanço científico e tecnológico, aspecto que está relacionado com a superação do analógico pelo digital, permitindo assim uma análise mais cuidada. *“Com os computadores, o algoritmo impõem-se à geometria e ao cálculo analítico, e a*

“intuição da forma”, fruto da formação e da experiência profissional, perde peso na concepção da ponte, torna-se mais abstracta. E o avanço que supõem ser esse novo domínio tecnológico faz com que as formas sejam mais expressivas” [10].

Actualmente, o cálculo é realizado através do método de elementos finitos (MEF) ou pelo método matricial. Segundo Larena (2005) [9], o MEF é uma ferramenta muito mais potente que os modelos de barras da análise matricial. Apesar de ser possível modelar completamente a estrutura dos viadutos no MEF, com todos os seus elementos, o MEF não fornece a mesma flexibilidade para a obtenção dos esforços para o dimensionamento da estrutura.

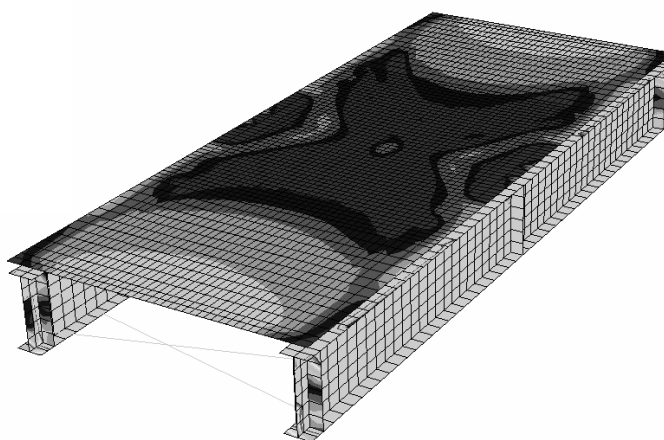


Fig. 3 – Modelação de viaduto através do MEF numa análise não linear. [11]

A forma habitual de enfrentar o cálculo de um viaduto misto é a de realizar um modelo, geralmente de barras e espacial, com o fim de obter a resposta conjunta de tabuleiro e apoios, ou geralmente, da super-estrutura e infra-estrutura. Tanto o modelo da estrutura completamente modelada, ou o modelo de cada uma das suas partes, incorporam os dois tipos de análise linear como não linear.

O principal aspecto específico do modelo em regime linear das estruturas mistas é a incidência das deformações diferidas do betão nos movimentos das partes e a redistribuição dos possíveis esforços hiperestáticos. No caso do modelo não linear o aspecto que tem maior importância é o carácter não linear das leis tensão - deformação ou as equações constitutivas dos materiais acima de certos níveis de tensão [7].

2.1.3 Aspecto construtivo

“O faseamento construtivo, que é uma importante característica em todo o tipo de estruturas, ganha, na construção mista, uma transcendência muito superior ao normal ...” [7].

Uma das vantagens no aspecto construtivo das estruturas mistas está na grande diversidade de pré solicitações e sistemas, que podem ser implementadas nas secções dos dois materiais de modo a melhorar a resposta perante os esforços que possam surgir numa etapa da construção. Com estes métodos podemos diminuir as deformações que surjam nas secções nesta etapa da obra, e que podem vir a influenciar o seu comportamento quando sujeita as acções de serviço.

Dentro destes sistemas que podem auxiliar o projectista destacam-se, segundo Martínez (1978) [7]:

- A secção de betão pode ser fabricada *in situ* ou prefabricada, utilizar-se betão em massa, armado ou pré-esforçado, aplicar betões ligeiros ou criar uniões rígidas ou elásticas com o aço;
- A secção de aço pode ser constituída por perfis laminados, chapas ou tubulares, ser soldada ou aparafusadas, com secções de alma cheia, de treliças ou aligeiradas, podem aplicar-se pré-esforços ou curvaturas;
- As ligações das vigas principais com possíveis contraventamentos, podem ser efectuadas antes ou depois do rigidificação do betão, antes ou depois de pré-esforçar o aço.

2.2 Vantagens

Com a experiência que se foi adquirindo com a utilização das estruturas mistas na construção de pontes e viadutos, vemos que, em comparação com outras soluções, são aquelas que oferecem benefícios significativos. Segundo a Arcelor [12], nestes benefícios podemos encontrar:

- São económicas, do ponto de vista da construção e logística, e adequadas pela sua facilidade de construção, amigas do ambiente, demolição e reciclagem;
- Oferecem um grande número de possibilidades em termos de arquitectura;
- Curto tempo de construção;
- São adequadas para profundidades de construção restringidas;
- Permitem que as rampas de lançamento sejam mais curtas, resultando numa diminuição dos custos;
- Ajudam a uma redução de custos de construção, pelo seu menor peso próprio, permitindo o uso de suportes e fundações mais pequenas;
- Podem adaptar-se facilmente para substituir outras super-estruturas e, tendo em conta o seu peso reduzido, permitir a reutilização dos apoios existentes;
- Permitem uma produção industrial dos componentes com um elevado controlo de qualidade em espaços protegidos pelas adversidades climatéricas;
- Raramente resultam numa interrupção da circulação do tráfego, já que a colocação em obra das partes prefabricadas pode ser efectuada fora das horas de grande circulação;
- Não provocam uma obstrução da circulação, já que não são necessárias cofragens ou suportes alternativos;
- São de fácil manutenção, devido a que as componentes estruturais estão em zonas de fácil acesso para a inspecção e conservação;
- São flexíveis porque podem ser adaptadas em qualquer momento e com baixo custo a novas exigências (i.e. o aumento de faixas de rodagens ou o reforço da estrutura);

3 Material:

3.1 O Aço

Não há dúvidas que a utilização do aço na construção civil foi um grande passo para a evolução das estruturas. Como não podia deixar de ser, esta evolução também foi sentida na construção de viadutos.

Temos de ter em conta que o aço utilizado na construção de viadutos é constituído por vários elementos que vão influenciar a sua maneabilidade e resistência, entre eles estão: o ferro, pequenas percentagens de carbono e manganésio, impurezas que não podem ser removidas e alguns elementos que são adicionados para melhorar as suas propriedades (cobre, sílica, níquel, cromo, molibdénio, vanádio, colômbio, zircónio, etc.).

A resistência do aço cresce quando aumenta a quantidade de carbono, mas outras características ficam comprometidas, como a soldabilidade ou a ductilidade. O enxofre e o fósforo provocam efeitos indesejados, razão que leva a sua concentração a ser controlada. Segundo Chatterjee (2003) [13], o aço usado na construção de viadutos pode ser agrupado em quatro categorias que são:

- *Carbon steels* – Habitualmente só manganésio, mas por vezes um traço de cobre e silício são adicionados. É o tipo de aço mais económico disponível para estruturas onde a resistência é mais importante do que a rigidez. Possuem uma tensão de cedência acima dos 275N/mm^2 e pode ser facilmente trabalhados.
- *High-Strength steels* - Estes cobrem uma grande variedade de aços, entre os quais os mais usados possuem tensões de cedência na ordem dos 235 aos 355N/mm^2 , mas que podem alcançar tensões de cedência de 690N/mm^2 para perfis estruturais, de acordo com o especificado na EN 10025-6 e no Eurocódigo 3 - Parte 1-12 [14]. Apresentam maior resistência e outras propriedades pela adição de alguns dos elementos que foram mencionados anteriormente.
- *Heat-treated carbon steels* – Estes são os aços com a maior resistência, e continuam a possuir as mesmas propriedades que são essenciais para a construção de viadutos. Eles derivam a sua reforçada resistência resultante de alguns métodos de tratamentos a quente depois de laminados.

- *Weathering steel ou Aço corten – “Segundo a norma EN 10020, o aço corten faz parte dos aços especiais. Ao contrário dos aços normais, o teor dos elementos de liga é, neste caso, reduzido”*[15]. Esta variedade de aço é produzida com um reforço da resistência à corrosão atmosférica e podem ser deixados sem tratamentos de pintura em condições apropriadas. *“O aço corten é um aço de alta resistência e baixa liga que, quando submetido a ambientes adequados, cria uma película protectora “patina”, que evita a progressão da corrosão. O grau de corrosão é tão baixo que, pontes executadas com este tipo de aço, conseguem alcançar 120 anos de vida com uma manutenção normal. Assim, um projecto pormenorizado, com a utilização do aço corten, em um ambiente adequado, resulta numa solução atractiva, de baixo custo de manutenção e económica em muitas situações”* [16].

Depois desta classificação, podemos salientar que existem diversas características que não variam pela utilização que é dada ao material, seja o tipo de tratamento especial ou a resistência que possuam. No caso do aço as propriedades elásticas do material são:

- O módulo de Young E varia entre valores na ordem dos 200 aos 210 kN/mm²;
- O módulo de rigidez transversal G varia entre valores na ordem dos 77 aos 80 kN/mm²;
- O coeficiente de Poisson (ν) admite-se o valor de 0,3 para estruturas;
- O coeficiente de dilatação térmica é normalmente $12 \times 10^{-6} / ^\circ C$;

Estes três coeficientes (E , G e ν) podem ser relacionados teoricamente através de

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}.$$

3.1.1 Aço de alta resistência

Existe uma série de aços que estão a ser desenvolvidos em várias partes do mundo, nomeadamente no Japão, nos Estados Unidos e na Europa. Estas classes de aço têm a vantagem de ter uma resistência muito elevada, em comparação com os aços usados normalmente, mas conseguem manter as características que são essenciais para a construção como a ductilidade, tenacidade, maneabilidade e a soldabilidade [17].

O uso deste tipo de aço para a construção de pontes e viadutos data de 1960, no Japão, pioneiros na sua utilização [18]. Segundo Miki (2002) [18], um grande número de pontes foram

construídos com aço de resistência 500MPa e 600MPa, mas também foram projectados outras estruturas com resistência na ordem dos 800MPa. Estes aços normalmente requerem um pré-aquecimento entre os 100°C e os 120°C antes da soldagem e, por vezes, um pós-tratamento térmico da solda, a fim de evitar fissuras pela presença de hidrogénio. No entanto, em 1992, uma nova serie de aços com 800MPa foi desenvolvida que apenas requer um pré-aquecimento de 50°C .

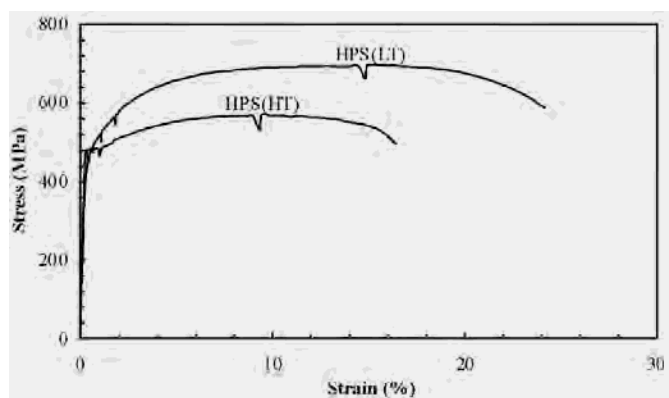


Fig. 4 – Diagrama de tensão – deformação do HPS 485W. [19]

No caso dos Estados Unidos o desenvolvimento de aços de alta resistência começou no ano de 1992. A intenção deste desenvolvimento tinha como objectivo obter aços com resistências superiores ao comum 350MPa usado na construção de pontes. Assim o primeiro a ser criado foi o HPS 485W que está especificado na ASTM A709. Testes realizados por Chen *et al.* (2003) [19], mostraram que o HPS 485W tinha uma excelente ductilidade, “com uma deformação de 23%, ao longo de 50mm de extensão, e uma redução de área de 44%”.

Na Europa, uma variedade de aço de alta resistência tem sido aplicada em pontes com uma tensão de cedência de 460MPa ate os 960MPa, esta classificação encontra-se na EN 10025-6, em que especifica uma energia mínima no ensaio de resistência ao choque (Charpy V-Notch CVN) de 30J a -60°C .

3.1.2 Corrosão

“É muito importante aplicar nos elementos metálicos uma adequada protecção contra a corrosão. A escolha do sistema de protecção necessário depende do tipo e grau de agente corrosivo e do tempo de vida útil desejado” [20].

Uma das características mais notáveis da natureza é o seu incessante trabalho na transformação da matéria, para o qual contribuem agentes atmosféricos, tais como o vento, a

chuva, o mar, o calor e o frio e os organismos vivos. *“Denomina-se corrosão o processo de reacção do aço com alguns elementos presentes no ambiente em que se encontra exposto, sendo o produto desta reacção muito similar ao minério de ferro. A corrosão promove a perda de secção das peças de aço, podendo-se constituir em causa principal de colapso”* [21].

Muitos dos problemas de corrosão que se verificam nas estruturas podem ser atribuídos a falhas no momento da concepção da estrutura. Desta forma, devem ser tomados habitualmente alguns cuidados durante a fase de projecto, de modo a evitar soluções incorrectas, segundo Dias (2000) [22], entre alguns destes cuidados podemos incluir:

- Prever furos de drenagem, em quantidade e tamanhos suficientes, para assegurar a drenagem da água;
- As cantoneiras devem ser projectadas para permitir o livre fluxo de ar, facilitando a rápida secagem da superfície;
- Criar acessos facilitados e espaços, o mais amplo possível, para propiciar uma adequada manutenção;
- Não deixar cavidades nas soldas;
- Evitar juntas sobrepostas de materiais diferentes;
- Evitar formação de pares, por exemplo, aço em contacto com cobre, bronze ou outro metal;
- Evitar que as peças fiquem semi-enterradas ou semi-submersas.

“A protecção contra corrosão dos aços expostos ao ar é usualmente feita por pintura ou por galvanização. A vida útil da estrutura de aço protegida por pintura depende dos procedimentos adoptados para a sua execução nas etapas de limpeza das superfícies, especificação da tinta e sua aplicação” [21].

Assim a escolha da tinta a aplicar vai ser fundamental para determinar a vida útil da estrutura. Deste modo, existe um grande número de tecnologias no mercado já com uma larga experiência em obras, sendo que com o tempo e o aumento da utilização começam a surgir cada vez mais produtos com altos rendimentos, que vão sendo evoluídos. Mais recentemente, surgiram novos produtos à base de polisiloxanos que vêm revolucionar as normas pelas quais quantificamos o comportamento dos revestimentos mais recentes.

Esta tecnologia caracteriza-se por, ao contrário das anteriores tintas em que a base de ligação dos átomos era carbono - carbono, e consequentemente mais susceptível ao atrito diário da natureza, a ligação assentar na natureza inorgânica com base de silicone e oxigénio de modo que a resina do polisiloxano seja mais resistente à oxidação térmica, à reacção de oxidação induzida pela luz e ao ataque químico, quando comparada com as resinas orgânicas. As ligações Si-O que já estão oxidados resistem ao calor e à luz UV, assim como ao oxigénio atmosférico e à maioria de produtos oxidantes [23].

Podemos enumerar uma serie de vantagens desta nova tecnologia para proteger as peças metálicas, entre elas podemos encontrar [24]:

- Finalização protectora com grande flexibilidade;
- O dobro da resistência e durabilidade;
- Maior resistência aos impactos e a abrasão;
- Resistência aos agentes químicos e de fácil limpeza;
- Suporta condições altamente corrosivas.

Desta forma os acabamentos de polisiloxano, quando estão correctamente formulados, são adequados para a sua utilização, proporcionando resistências à intempérie significativamente maiores, quando comparadas com os poliuretanos acrílicos. Aparte disto, os produtos oferecem um equilíbrio nas características mecânicas (flexibilidade, dureza, impacto e resistência à abrasão) e resistência à corrosão.

3.2 O Betão

O betão é um material composto por cimento, agregados e água. Dependendo da proporção destes componentes a sua resistência varia, de modo a que, devemos ajustar cada uma delas para obter a resistência desejada. A estes podem ser adicionados aditivos especiais para melhorar a sua performance e trabalhabilidade, sejam eles retardadores de presa, produtos que melhoram a impermeabilidade, entre outros.

Com base nos Eurocódigos, a sua resistência última à compressão, que é a principal propriedade para a engenharia, é avaliada a partir de provetes cilíndricos (f_{ck}) determinado aos 28 dias, sendo que normas como as do Reino Unido fazem esta avaliação tendo em conta esta resistência em provetes cúbicos (c). Geralmente a resistência em cilindros é entre 80 a 85% da resistência em provetes cúbicos. Como forma de uniformizar estes valores, a classe atribuída no Eurocódigo 2 [25] apresenta os valores da resistência para os dois sistemas de avaliação, designando as classes por C f_{ck} / f_{cu} .

Dado que o betão é um material que é utilizado para resistir à compressão, sendo que esta é a sua principal propriedade, o valor da sua resistência à tracção é muito baixa e por isso é, normalmente, desprezada no dimensionamento. Este valor é por vezes empregado para avaliar, ou estimar, a fissuração no betão, sendo que é usual atribuir-se uma resistência equivalente a 10% da resistência à compressão. [1]

$$\begin{aligned}f_{ct} &= 0.1 \cdot f_{cu} \\f_{ct} &= 0.45 \cdot f_{ck}^{0,5}\end{aligned}$$

Para o dimensionamento de elementos em betão é utilizada a curva tensão - deformação que se apresenta na Fig. 5. Normalmente, a deformação de rotura do betão é de 0,0035 com um limite de elasticidade à deformação de 0,001 a 0,0015 para betão de resistência inferior a 50/60 (f_{ck} / f_{cu}) [1]. Para um betão de resistência superior a sua deformação última será inferior.

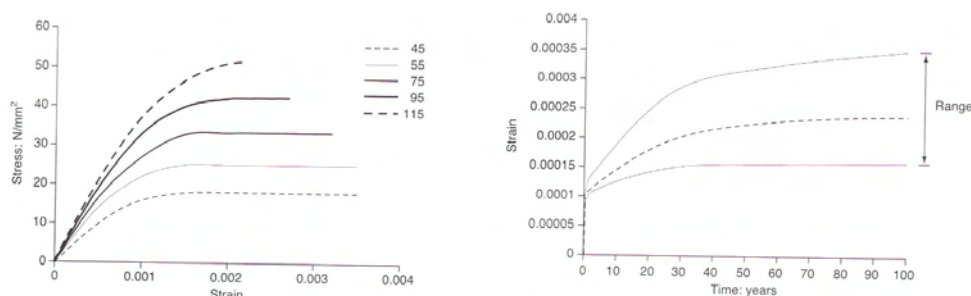


Fig. 5 – Diagrama de tensão – deformação do betão. [1]

Outra característica essencial para o estudo de secções mistas aço – betão é o seu módulo de elasticidade E_{cm} , de modo a avaliar a distribuição de esforços em cada um dos materiais. Este valor depende da classe de resistência e encontra-se quantificado na tabela 3.1 do Eurocódigo 2 [25].

Quando colocado na sua posição final, o betão é um fluido que vai adoptando a sua forma final dada pelos elementos (cofragens ou elementos metálicos). Enquanto ocorre o seu processo de endurecimento, que se caracteriza pela obtenção de presa do betão, e a sua hidratação, as reacções químicas resultam em um aumento da temperatura, provocando a expansão do material. Esta expansão, que pode ser restringida pelos elementos metálicos da secção mista, pode causar a fissuração do material. Devido a este aspecto devem ser colocadas armaduras passivas que controlem esta possível fissuração precoce. Esta área mínima de armadura dada pelo Eurocódigo 2 [25] é dada por:

$$A_{s,min} = \max \left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot A_c ; 0,0013 \cdot A_c \right)$$

Em que o valor de f_{ctm} é o valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples, f_{yk} o valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão armado e A_c a área da secção transversal de betão.

Aspectos como a fluência e a retracção do betão dependem da humidade ambiente, das dimensões do elemento e da composição do betão. A fluência depende da idade do betão no primeiro carregamento assim como da duração e da intensidade da carga.

Como se indica no Eurocódigo 2 [25], o coeficiente de fluência $\phi(t, t_0)$, é função de E_c , módulo tangente, da classe do betão, da espessura equivalente do elemento (h_0), da humidade

relativa (RH) e da idade do betão no data do carregamento (t_o), e pode ser determinado pelo capítulo 3.1.4 do mesmo Eurocódigo.

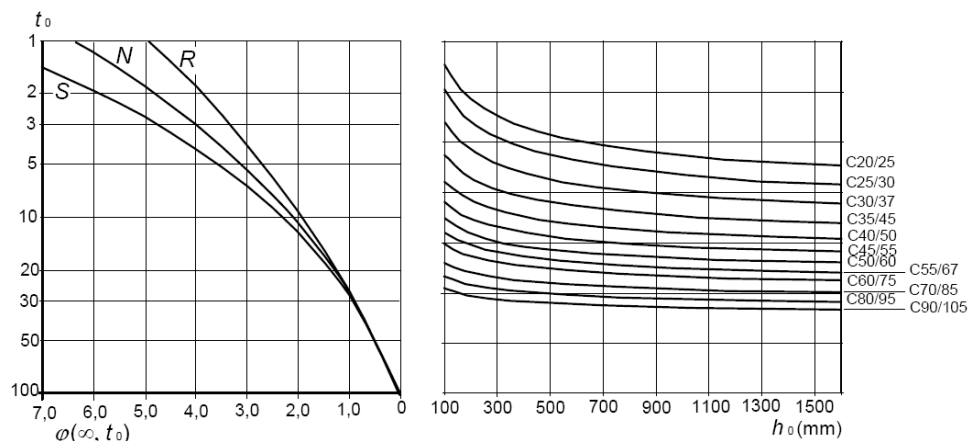


Fig. 6 – Exemplo de diagramas para a determinação do coeficiente de fluência para betão em condições normais. [25]

A extensão total de retracção, segundo o Eurocódigo 2 [25], é constituída por duas componentes, a extensão de retracção de secagem e a extensão de retracção autógena. A extensão de retracção por secagem evolui lentamente, uma vez que é em função da migração da água através do betão endurecido. A extensão de retracção autógena desenvolve-se durante o endurecimento do betão, ou seja, desenvolve-se na sua maior parte nos primeiros dias após a betonagem. A retracção autógena é uma função linear da resistência do betão. Deve ser considerada de modo específico quando se coloca betão novo sobre betão endurecido. Assim, o valor da extensão total de retracção \mathcal{E}_{cs} é igual a:

$$\mathcal{E}_{cs} = \mathcal{E}_{cd} + \mathcal{E}_{ca}$$

Em que:

- \mathcal{E}_{cs} - extensão total de retracção;
- \mathcal{E}_{cd} - extensão de retracção por secagem;
- \mathcal{E}_{ca} - extensão de retracção autógena.

3.2.1 Betão leve

“A substituição de betões de massa volúmica normal por betões leves, em estruturas mistas, apresenta algumas vantagens, entre as quais se pode referir a redução de peso, a melhoria de algumas propriedades físicas e a maior durabilidade” [26].

Segundo Daly [27], as principais vantagens deste tipo de betões é a pureza dos seus agregados já que, como são feitos industrialmente, pode ser controlada a sua composição química e mineralógica adaptando-as para os critérios de durabilidade e de vida de serviço.

Daly [27] explica que, outro aspecto fundamental na sua utilização, especialmente em pontes de grandes vãos, é o seu baixo peso próprio, permitindo diminuir as cargas permanentes da estrutura. Este factor reflecte-se nos custos das fundações, que podem ser mais reduzidas. Permite também em melhores resultados no que se refere ao transporte, manuseamento, colocação dos elementos, entre outras. O betão leve permite a execução de maiores vãos com uma consequente diminuição do número de suportes.

Sendo uma vantagem que nos dias de hoje não pode ser menosprezada, com o crescimento da construção sustentável, os seus benefícios ambientais podem ser substanciais, já que são aproveitados detritos industriais que são transformados em agregados para o betão. Isto pode diminuir um grande número de matérias que são descartadas, mas tem por inconveniente a necessidade de realizar uma análise cuidadosa destas matérias antes da sua aplicação.

Devido ao seu bom comportamento e ao seu aumento de utilização, inerente as suas vantagens, existem também normas que regulam a sua aplicação e implementam critérios do seu comportamento, nomeadamente o Eurocódigo 2 [25] na sua secção 11.

Esta norma surge como uma adaptação dos critérios estabelecidos para os betões de massa volúmica normal ao betão leve. Desta forma aplicam-se factores de modificação da resistência à tracção, do módulo secante, da fluência, da retracção, entre outros. Apresentam-se os valores da resistência à compressão em provetes cilíndricos e cúbicos, que se apresentem no quadro 11.3.1 do Eurocódigo 2 [25], sendo que nestes, a nomenclatura, em comparação com os betões normais que era $C f_{ck} / f_{cu}$, assume $CL f_{ck} / f_{cu}$ associado a *concrete lightweight*.

4 Viadutos: Secções transversais

Com o passar dos anos foram sendo desenvolvidas diversas soluções em que o aproveitamento do material era o objectivo principal. Neste caso, houve diversas tipologias que foram deixando de ser utilizadas pela sua inoperância construtiva ou pelo aparecimento de soluções mais eficientes.

Assim foi determinado um leque de soluções que se apresentam como as mais eficazes. Segundo Reis (2005) [28], estas podem dividir-se em três grandes grupos que são os tabuleiros bi-viga (Fig. 7 - a, c, d, e) ou multi-viga (Fig. 7- b), tabuleiros em caixão unicelular (Fig. 7- f) e tabuleiros em treliça.

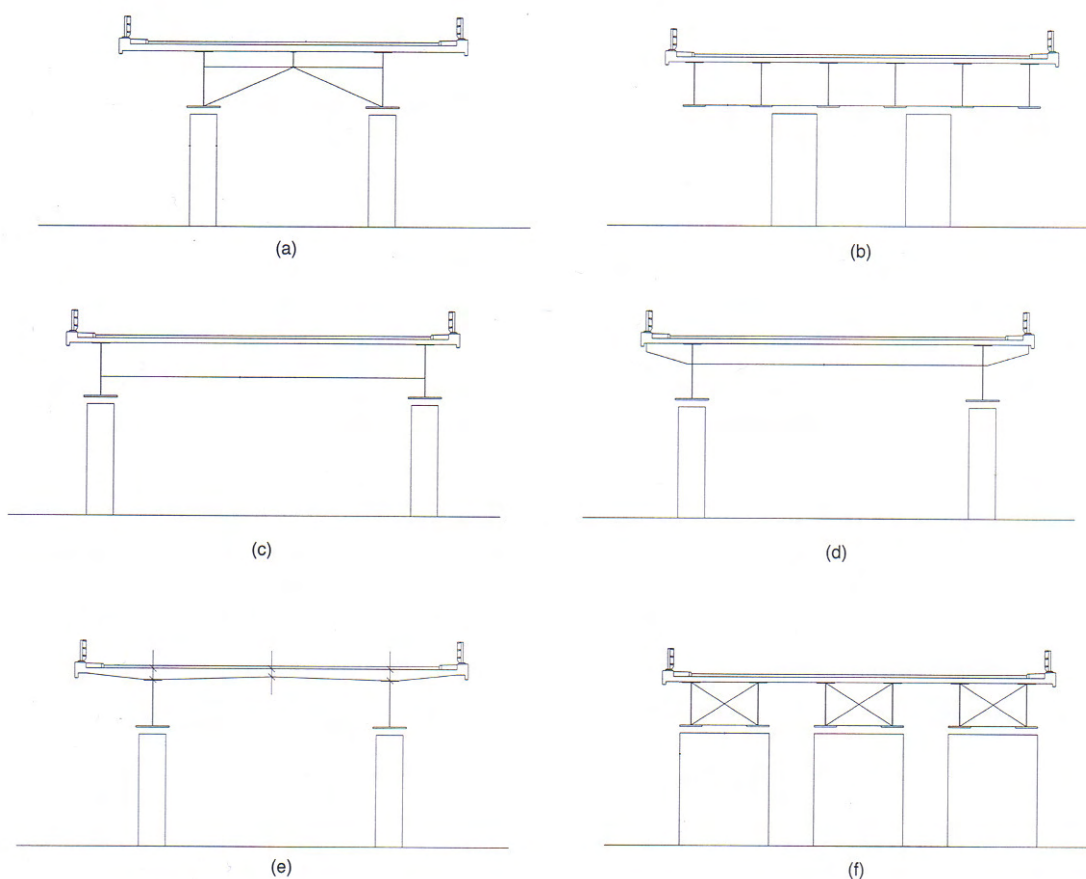


Fig. 7 – Configuração dos diferentes tabuleiros mistos. [1]

A escolha de projecto entre estas secções decorre fundamentalmente na análise de diversos factores em comparação com as outras soluções, como o aspecto estrutural, pela fabricação ou pela montagem da estrutura.

4.1 Tabuleiros bi-viga ou multi-viga

Segundo Collings (2005) [1], esta solução é aquela que se apresenta como a mais eficiente para a estrutura de um viaduto. É uma solução económica e popular de construir viadutos de pequeno e médio vão. *“Os tabuleiros bi-viga, quer para viadutos rodoviários ou ferroviários, sem limitações especiais de esbelteza l/h – digamos relações óptimas da ordem dos 17 aos 22 para a relação vão/altura das vigas metálicas, são em geral imbatíveis em custo e facilidade de montagem para uma gama de vãos da ordem dos 40 a 60m.”* [28].

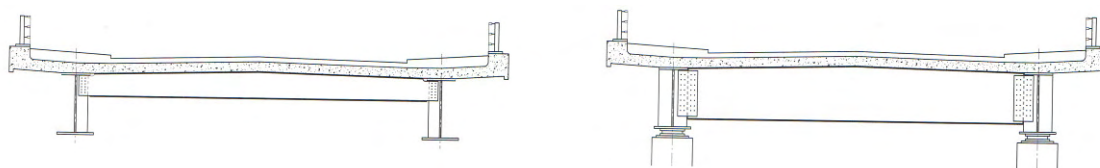


Fig. 8 – Secção transversal tipo de tabuleiro bi-viga em meio vão e nos apoios [29].

A estrutura básica destes viadutos caracteriza-se por duas vigas metálicas principais ligadas por uma série de vigas transversais espaçadas, próximas umas das outras (3-4m). Assim o tabuleiro de betão apoia na parte superior dos dois tipos de vigas, suportando as cargas do tráfego com vigas transversais. Estas vigas transversais, por sua vez, são ligadas às principais através de parafusos.

Existem algumas modificações que podem ser feitas na secção transversal, como por exemplo a criação de contraventamentos entre as duas vigas principais (Fig. 7 - a), a supressão das vigas transversais para larguras de tabuleiros inferiores (Fig. 7 - e), ou a colocação de consolas em continuidade com as vigas transversais para aumentar a largura do tabuleiro (Fig. 7 - d).

A criação de contraventamentos serve, fundamentalmente, para melhorar as condições de deformabilidade sob as acções de tráfego. No caso da supressão das vigas transversais, é usada para quando a largura do tabuleiro não justifica a utilização das vigas transversais diminuindo assim a quantidade de material utilizado.

A modificação mais complexa seria a colocação de consolas para aumentar a largura do tabuleiro.

4.2 Tabuleiros em caixão unicelular

Segundo Reis (2005) [28], a grande vantagem dos tabuleiros com caixão unicelular resulta da sua eficiência estrutural para absorção dos momentos flectores negativos elevados nas secções de apoio (tabuleiros em viga continua com vãos superiores a 50 a 60m).

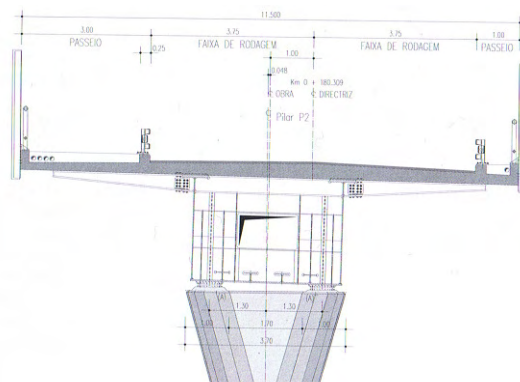


Fig. 9 – Exemplo de tabuleiro caixão unicelular - Viaduto do Cacém Polis. [28]

Este tipo de modelo justifica-se quando a geometria do traçado obriga a um viaduto curvo, visto que a sua resistência à torção é elevada. Esta tipologia permite o bloqueio quase total da rotação da secção, já que o caixão diminui a deformação vertical, quando submetido a cargas excêntricas. A sua capacidade de resistir aos momentos flectores é maior quando comparado com um tabuleiro bi-viga ou multi-vigas, graças a sua largura na base inferior do caixão. Podemos também salientar que a sua capacidade de perfilamento, já mencionada em variada literatura, fornece uma resposta excepcional a efeitos aerodinâmicos. Com todas estas vantagens, este tipo de tabuleiro proporciona ao projectista uma grande diversidade de formas arquitectónicas. [5]

A maior dificuldade de fabrico e em especial a limitação ao transporte pela largura (caixões com largura b superior a 4,0m) são as principais desvantagens dos caixões unicelulares. A solução para $b > 4,0\text{m}$ consiste em transportar 2 meios caixões e efectuar, em obra, uma soldadura longitudinal no banco inferior o que constitui o maior inconveniente desta solução. A adopção de caixões unicelulares com larguras limitadas a 4,0m pode ser feita com recurso a uma solução de escoras ou nervuras transversais.

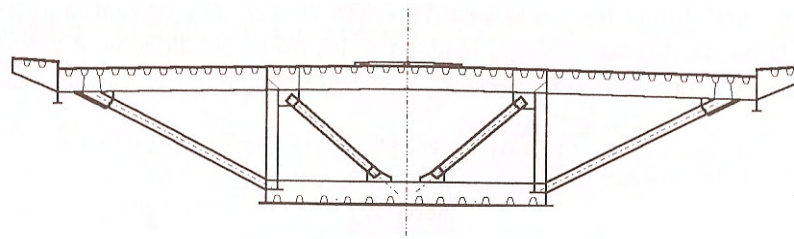


Fig. 10 – Caixa unicelular com solução de escoras ou nervuras transversais. [5]

4.3 Tabuleiros em treliças

Esta tipologia de tabuleiros pode ser classificada pela posição onde são utilizadas as treliças na secção transversal. Esta posição pode variar desde as laterais verticais, a contraventamentos superiores ou na configuração de vigas inferiores ao tabuleiro e que transmitem os esforços para os apoios.

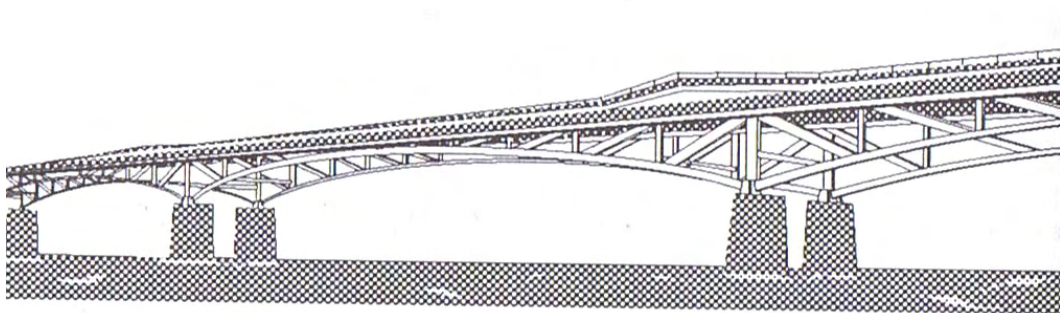


Fig. 11 – Exemplo de tabuleiro em treliça. Ponte de Blois. [5]

Com a utilização de vigas de suporte de treliças consegue-se alcançar vãos duas vezes superior aos alcançados com vigas de alma cheia. Este aspecto deve-se à sua leveza estrutural e à sua grande resistência à flexão.

Segundo Bourrier *et al* (1996) [5], recentemente têm-se manifestado um grande interesse na utilização deste tipo de estruturas, fazendo lembrar as primeiras pontes metálicas em arco. No mesmo espírito notou-se a introdução de estruturas espaciais tubulares na construção de tabuleiros em treliças com inércia constante ou variável. Para além da sua transparência arquitectónica, esta “nova” estrutura é susceptível de encontrar aplicações interessantes em viadutos.

5 Viadutos: Métodos construtivos

Para poder analisar de forma coerente os diferentes métodos construtivos, temos de ter em conta que a secção mista final vai ser uma conjugação dos dois materiais, que podem ser colocados na sua posição final separadamente. Deste modo, para poder apontar aspectos e critérios, precisamos de ter em conta as vantagens de cada um dos métodos para os dois materiais utilizados.

Neste tipo de estruturas podem existir diversas pré-solicitações que influenciam a secção ou a sua colocação. Para realizar uma análise não exaustiva das diferentes tipologias vamos apenas analisar aqueles métodos que se aplicam a peças resistentes longitudinalmente, prescindindo de elementos secundários como treliças de aumento da secção, nervuras transversais, entre outras.

5.1 *Elevação de vãos*

Com o aperfeiçoamento dos aparelhos de elevação e de transporte, cada vez podem ser levantadas cargas superiores, permitindo assim colocar as peças de aço na sua posição final sem a necessidade de a dividir em partes. Este aspecto é muito importante, já que a peça no momento da sua construção é solicitada com cargas que são semelhantes àsquelas que vão desempenhar na sua utilização final, evitando o projecto e o dimensionamento da secção para cargas que não são necessárias na sua utilização.

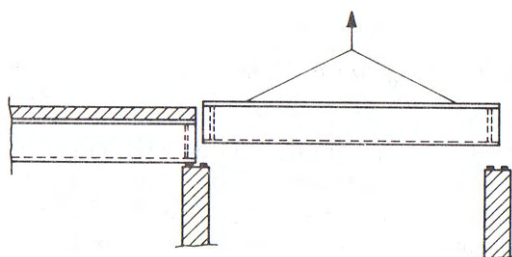


Fig. 12 – Esquema do método de elevação de vão. [30]

Sendo este método muito útil para viadutos em que temos acesso à zona do vale, temos como inconveniente que não pode ser utilizado para zonas em que os vales são muito profundos ou em que os vãos que queremos alcançar são muito elevados, já que a carga a erguer é proporcional ao vão.

5.2 *Avanços sucessivos*

Possivelmente um dos métodos mais adequados para a construção de viadutos mistos quando o vão e a profundidade do vale que queremos superar são elevados é o método dos avanços sucessivos.

“Consiste na construção do tabuleiro por troços sucessivos numa área situada atrás de um dos encontros, orientada segundo o eixo da obra, sendo depois colocado na sua posição definitiva através de uma translação longitudinal” [31]. Segundo Ferraz, este método é apropriado para construções em que o aço seja um dos materiais preponderantes, visto que este trabalha bem à compressão e à tracção.

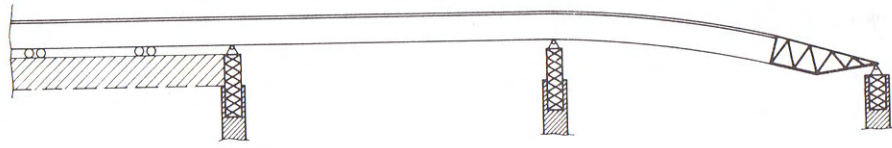


Fig. 13 – Esquema ilustrativo do método dos avanços sucessivos. [30]

Um dos impulsionadores do método dos deslocamentos sucessivos foi a descoberta do *téflon*. Isto permitiu a construção de aparelhos de apoio com baixo coeficiente de atrito, proporcionando as condições ideais para conseguir deslocar as cargas verticais originadas pelo tabuleiro com a aplicação de uma força horizontal muito menor.

Este processo de construção apenas é possível em obras com altura da rasante constante e de perfil longitudinal recto ou de curvatura (horizontal e vertical) constante. O vão das obras construídas por este processo é, normalmente, de 40 a 50m, sendo que o vão central pode atingir os 70 ou 80m, quando este é superior aos restantes e o tabuleiro é empurrado a partir dos dois extremos. Podem também ser utilizados apoios auxiliares provisórios para reduzir os vãos.

5.3 Vigas de lançamento

“Na construção de pontes por este método utiliza-se uma viga de lançamento metálica autoportante apoiada sobre os apoios definitivos da obra (pilares e encontros) e, eventualmente, sobre uma parte do tabuleiro já construída, deslocando-se de um tramo para o tramo seguinte de forma autónoma” [31].

Este método é de grande vantagem para vencer vales extensos, rios e desnivelamentos urbanos, visto não ser necessário a aplicação de apoios provisórios durante a construção, permitindo manter livre, ou parcialmente livre, a área inferior do tabuleiro (característica essencial em viadutos urbanos). Estas vigas de lançamento podem ser classificadas pela sua posição relativamente ao tabuleiro em superior ou inferior, ou mesmo mista. Estas vigas encarregam-se de suportar as cofragens ou os elementos pré-fabricados.



Fig. 14 – Exemplo de viga de lançamento superior. [30]

O comprimento de cada troço é usualmente igual ao de cada tramo de modo a localizar as juntas dos troços nas secções do tabuleiro de inversão de momentos. Segundo Aparício (2007) [30], sendo todo o equipamento independente do terreno, a construção e o custo associado ao tempo de execução e à construção do tabuleiro não depende da altura da obra, já que o acesso à “frente de obra” é realizado pelo próprio tabuleiro já construído.

6 Dimensionamento das secções mistas

No dimensionamento de secções mistas é necessário criar uma análise iterativa, de modo a calcular os esforços resistentes das secções, para depois comparar com os esforços de cálculo. Assim sendo, para cada secção em análise, calcula-se o momento plástico resistente positivo ou negativo, dependendo dos valores presentes, o esforço transversal resistente e verifica-se a possibilidade de existir encurvadura lateral.

Ao mesmo tempo que são analisadas as secções, é também determinado o número de conectores que são necessários para o vão em análise, com os esforços que se determinam.

Para realizar esta análise é fundamental definir as propriedades efectivas das secções. Visto as normas em vigor terem o dimensionamento de vigas mistas regido para uma secção tipo, em que se considera cada viga metálica e uma parte colaborante da laje de betão a ele associada, é necessário determinar a largura efectiva da laje de betão da secção mista. Esta análise encontra-se explicada no capítulo 6.1 deste documento.

Toda esta análise encontra-se especificada nos pontos seguintes com as metodologias de cálculo que devem ser assumidas a partir das normas em vigor.

6.1 Secção efectiva

Para analisar as vigas mistas é necessário criar um modelo apenas da viga metálica com a secção da laje do tabuleiro que lhe é correspondente. Nas secções mistas genéricas, como a indicada na Fig. 15, a secção efectiva está definida pelo valor da largura efectiva b_{eff} . Este valor depende do efeito de “*shear lag*” e deve ser calculado tendo em conta o sinal do momento flector existente.

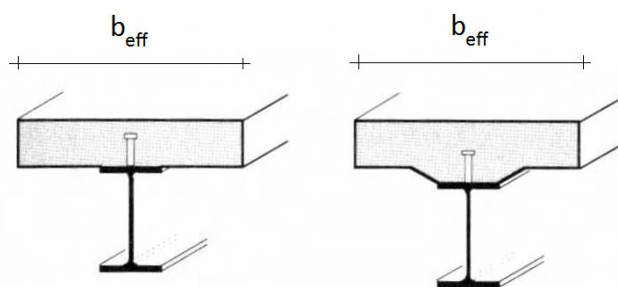


Fig. 15 – Secção efectiva para vigas mistas. [3]

Para o cálculo da largura efectiva b_{eff} , segundo o Eurocódigo 4 – Parte 2 [32], utilizou-se seguinte expressão:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}$$

Sendo b_0 a distância entre conectores na direcção transversal, e b_{ei} a largura efectiva de cada lado da alma, dada por $L_e/8$, mas não superior à dimensão disponível b_i (meia distância entre almas). O comprimento L_e pode ser tomado aproximadamente como a distância entre secções de momento flector nulo, como se encontra exemplificado na Fig. 16.

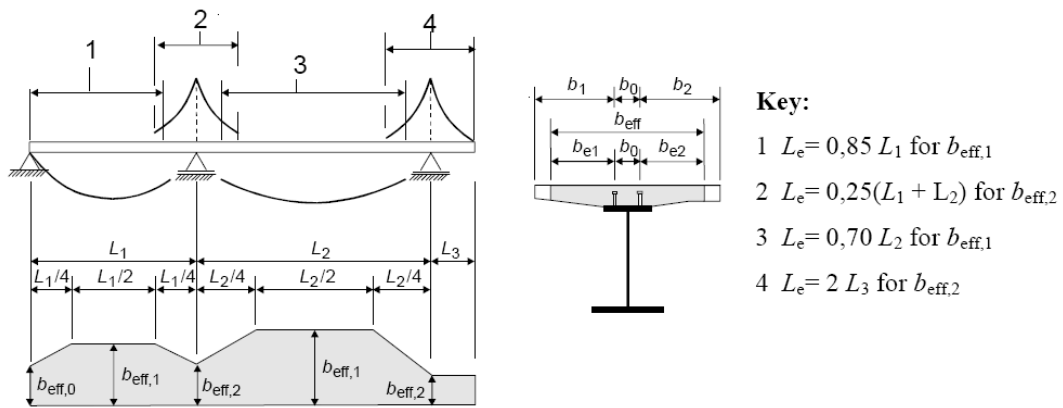


Fig. 16 – Determinação da largura efectiva (b_{eff}) em vigas contínuas. [32]

Após a análise, é necessário determinar a secção mista correspondente através do estipulado no Eurocódigo 4 – Parte 2 [32], em que se usa o conceito de homogeneização das secções, que consiste em reduzir a área de betão da secção à custa de um coeficiente de homogeneização dado por $n = E_a / E_c$, sendo E_a o módulo de elasticidade do aço e E_c o módulo de elasticidade do betão.

Para obter os efeitos da fluência e da retracção do betão, devemos calcular o valor do coeficiente de homogeneização tendo em conta um factor multiplicativo igual a $(1 + \psi_L \cdot \varphi_t)$ de acordo com o estipulado no Eurocódigo 2 [25], em que ψ_L é um factor multiplicativo da fluência dependente do carregamento e φ_t o coeficiente de fluência.

Segundo Simões (2008) [3], o Eurocódigo 4 [33] estipula tipos de estruturas em que estes efeitos podem ser analisados de forma simplificada, como é o caso em que as vigas sejam de secção classe 1 ou 2, em que os efeitos da retracção e da fluência podem, simplificada, ser desprezados na verificação dos estados limites últimos, desde que a resistência não seja condicionada pela encurvadura lateral.

6.2 Momento plástico resistente

Para a análise do momento plástico resistente de uma viga mista aço – betão, com conexão total, devem ser avaliados os seguintes pressupostos segundo Simões (2008) [3]:

- Se existe conexão total (conceito explicado no capítulo 7) entre o aço estrutural, as armaduras e o betão;
- A secção efectiva do elemento de aço estrutural é solicitada até atingir a sua tensão de cedência de cálculo $f_{yd} = f_y / \gamma_a$, em tracção ou em compressão;
- As secções efectivas das armaduras longitudinais traccionadas e comprimidas são solicitadas até atingirem as suas tensões de cedência de cálculo $f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s$, em tracção ou em compressão;
- As chapas perfiladas comprimidas devem ser desprezadas, as chapas perfiladas traccionadas, se incluídas na secção efectiva, devem ser consideradas como tendo sido solicitadas com uma tensão de cedência de cálculo $f_{yp,d} = f_y / \gamma_{ap}$;
- A área efectiva de betão à compressão tem como resistência máxima o valor $0,85 \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c$, que é considerado constante ao longo da altura entre o eixo neutro plástico e a fibra mais comprimida do betão.

6.2.1 Momento plástico resistente positivo

Para o cálculo do momento resistente plástico positivo deve ser adoptada a metodologia do Eurocódigo 4 [33], em que se admite o cálculo do momento resistente dependente da variação do eixo neutro ao longo da secção. O eixo neutro pode adoptar três situações distintas que são: eixo neutro na laje de betão, eixo neutro no banzo superior do perfil metálico e eixo neutro na alma do perfil metálico.

▪ Eixo neutro na laje de betão

Para o caso em que o eixo neutro se encontra na laje de betão, a distribuição de tensões segue o diagrama apresentado na Fig. 17, assim sendo, as forças que representam a resistência plástica à tracção do aço e a compressão do betão, assumem o seguinte valor:

$$F_a = A_a \cdot f_y / \gamma_a$$

$$F_c = h_c \cdot b_{eff} \cdot (0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c)$$

Em que A_a é a área de aço estrutural com uma tensão de cedência de cálculo f_y / γ_a (sendo $\gamma_a = 1,0$ segundo o Eurocódigo 4 [33]), b_{eff} é a largura efectiva de betão e $0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c$ é a tensão de cálculo à compressão do betão (com $\gamma_c = 1,5$) segundo o Eurocódigo 4 [33]).

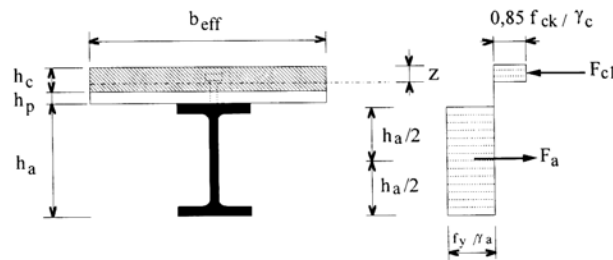


Fig. 17 – Flexão positiva com eixo neutro na laje de betão. [3]

Desta forma, e se $F_c > F_a$, o eixo neutro encontra-se na laje de betão a uma distância z da face superior e o momento plástico resistente $M_{pl,Rd}$ são obtidos pelas expressões:

$$z = \frac{F_a}{(b_{eff} \cdot 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c)} \leq h_c \quad \text{e} \quad M_{pl,Rd} = F_a \cdot \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

▪ Eixo neutro no banzo superior do perfil metálico

No caso em que o eixo neutro encontra-se no banzo superior do perfil metálico, pelo diagrama que se apresenta na Fig. 18, devem ser satisfeitas duas condições:

$$F_c < F_a \quad \text{e} \quad F_a - F_c \leq 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot f_y / \gamma_a$$

Em que o valor de b_f e t_f representam a largura e a espessura do banzo da secção metálica, respectivamente.

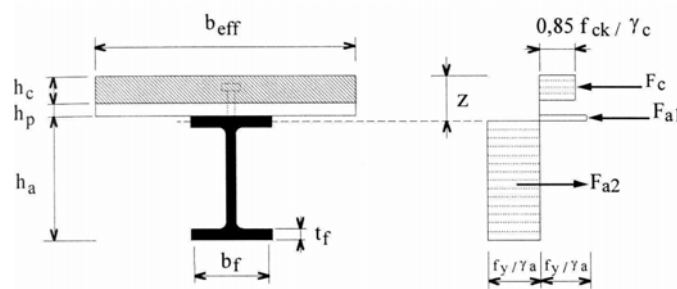


Fig. 18 – Flexão positiva com eixo neutro no banzo superior do perfil metálico. [3]

Admitindo que a resistência do aço à compressão é $2 \cdot f_y / \gamma_a$, de modo que a força F_a e a sua linha de acção se mantenham, conseguimos obter o valor de z e o momento flector resistente com a aplicação das equações:

$$F_a = F_c + 2 \cdot b_f \cdot (z - h_c) \cdot f_y / \gamma_a$$

$$M_{pl,Rd} = F_a \cdot (h_a / 2 + h_c / 2) - (F_a - F_c) \cdot (z / 2)$$

▪ Eixo neutro na alma do perfil metálico

Na situação em que o eixo neutro se encontra na alma do perfil metálico devemos verificar as seguintes duas condições:

$$F_c < F_a \quad \text{e} \quad F_a - F_c > 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot f_y / \gamma_a$$

Desta forma os diagramas de tensões para esta situação são aqueles que se representam na Fig. 19.

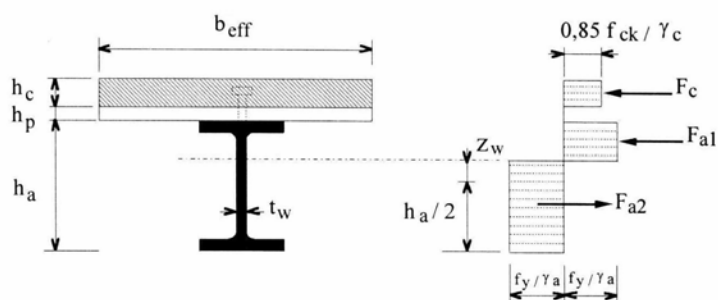


Fig. 19 – Flexão positiva com eixo neutro na alma do perfil metálico. [3]

Desta forma, a posição do eixo neutro z_w , correspondente à altura da alma em tração acima do centro de gravidade do perfil metálico, pode ser determinada admitindo que a resistência do aço ao longo desta altura é $2 \cdot f_y / \gamma_a$, de modo a ter uma distribuição uniforme de tensões de compressão f_y / γ_a , na metade $h_a / 2$ superior do perfil. Deste modo o z_w é dado por:

$$z_w = F_c / (2 \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_a)$$

Com este valor podemos então determinar o momento flector resistente em relação ao centro de gravidade do perfil metálico, através da seguinte expressão:

$$M_{pl,Rd} = M_{apl,Rd} + F_c \cdot \left(\frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2} \right) - \frac{F_c \cdot z_w}{2}$$

Em que o valor de $M_{apl,Rd}$ corresponde ao momento plástico do perfil metálico.

6.2.2 Momento plástico resistente negativo

Para o cálculo do momento plástico resistente negativo, é aconselhável admitir que o betão não resiste a qualquer esforço de tracção. Assim sendo, devemos apenas admitir a armadura que está colocada na laje do tabuleiro e o perfil metálico da secção mista. Neste caso, as situações mais correntes para o eixo neutro são: o eixo neutro no banzo superior do perfil metálico ou então o eixo neutro na alma do perfil metálico.

▪ Eixo neutro no banzo superior do perfil metálico

Para a determinação do momento plástico resistente negativo temos de calcular o valor da força resistente da armadura que se encontra na laje do tabuleiro. Esta força calcula-se a partir da expressão:

$$F_s = A_s \cdot f_{sk} / \gamma_s$$

Para o caso em que o eixo neutro encontra-se no banzo superior do perfil metálico, devem ser verificadas duas condições de modo a verificar o diagrama da Fig. 20.

$$F_a > F_s \quad \text{e} \quad F_a - F_s \leq 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot f_y / \gamma_a$$

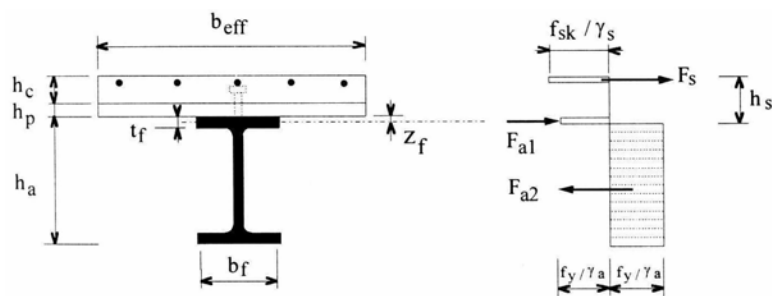


Fig. 20 – Flexão negativa com eixo neutro no banzo superior do perfil metálico. [3]

Seguindo este esquema, podemos determinar a posição do eixo neutro z_f , que está relacionado com a espessura do banzo superior do perfil metálico, admitindo que a resistência do aço à tracção é $2 \cdot f_y / \gamma_a$. Desta forma, o valor de z_f pode ser determinado com a utilização da expressão:

$$F_a = F_s + 2 \cdot b_f \cdot z_f \cdot f_y / \gamma_a$$

O momento plástico resistente obtém-se por equilíbrio de momento em relação ao centro de gravidade da armadura do pavimento, com a utilização da expressão:

$$M_{pl,Rd} = F_a \cdot (h_a/2 + h_s) - (F_a - F_s) \cdot (z_f/2 + h_s)$$

▪ **Eixo neutro na alma do perfil metálico**

Na situação em que o eixo neutro se encontra na alma do perfil metálico, devem ser verificadas as condições $F_a > F_s$ e $F_a - F_s > 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot f_y / \gamma_a$. Desta forma, o diagrama de tensão que se encontra na secção é o da Fig. 21.

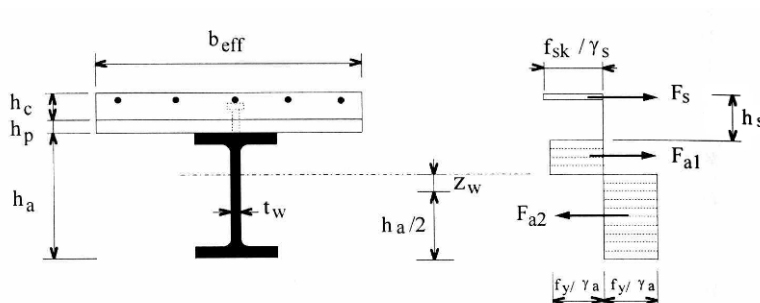


Fig. 21 – Flexão negativa com eixo neutro na alma do perfil metálico. [3]

Deste modo, a determinação da posição do eixo neutro z_w , que corresponde à altura da alma, que se encontra à compressão acima do centro de gravidade do perfil metálico, faz-se a partir da expressão:

$$z_w = F_s / (2 \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_a)$$

O momento plástico resistente é calculado em relação ao centro de gravidade do perfil metálico, através da seguinte expressão:

$$M_{pl,Rd} = M_{apl,Rd} + F_s \cdot (h_a/2 + h_s) - F_s^2 / (4 \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_a)$$

Em que o valor de $M_{apl,Rd}$ corresponde ao momento plástico do perfil metálico.

6.3 Resistência ao esforço transverso

Para determinar a resistência ao esforço transverso devemos ter em atenção que esse esforço é suportado tanto pela laje de betão, como pelo perfil metálico. Na bibliografia relacionada com este assunto, “o esforço transverso vertical é resistido pelo betão do pavimento e pelo perfil metálico. No entanto, como a contribuição do betão do pavimento é bastante reduzida quando comparada com a contribuição do aço do perfil, na prática assume-se que o esforço transverso vertical é totalmente resistido pela viga metálica” [3] e [33].

Assim, e comprovando-se que a verificação do esforço transverso é efectuada como se de uma secção metálica se tratasse, devemos realizar esta verificação pelo estipulado no Eurocódigo 3 [34], ou seja:

$$V_{ed} \leq V_{pl,Rd} = A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_a$$

Em que o valor de A_v é a área de corte da secção do perfil metálico.

Visto que, numa dada secção possuímos esforços de corte e momento flector, devemos então considerar a sua interacção no dimensionamento. Esta interacção pode ser feita pelo estipulado no Eurocódigo 4 – Parte 2 [32], em que se especifica que, caso a secção metálica seja de classe 1 ou 2, e se verifique a seguinte expressão $V_{ed} > 50\% \cdot V_{pl,Rd}$, o momento plástico resistente deve ser reduzido, considerando uma tensão resistente afectada pelo coeficiente $(1 - \rho) \cdot f_{yd}$ ao longo da área de corte, em que o valor de $\rho = (2 \cdot V_{ed} / V_{Rd} - 1)^2$, seguindo a analogia que se demonstra na Fig. 22.

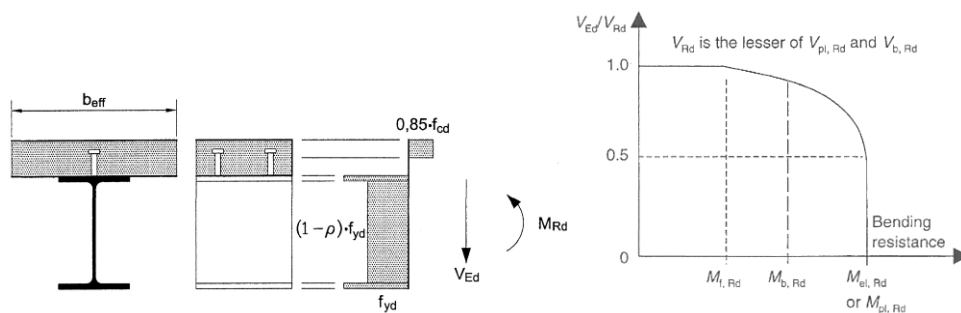


Fig. 22 – Interacção do esforço transverso no momento plástico resistente. [33]

6.4 Verificação da encurvadura lateral

Para a verificação da encurvadura lateral, devemos primeiro analisar as características da secção onde este fenómeno possa ocorrer. Nos casos em que o momento flector existente seja positivo, ou seja, o banzo superior encontra-se comprimido, e este oferece uma boa ligação com a laje de betão, dificilmente ocorrem fenómenos de encurvadura lateral. Considere-se por boa ligação que a largura efectiva da laje do tabuleiro seja superior à largura do banzo.

Assim sendo, esta verificação é necessária, essencialmente, nos casos em que o momento flector seja negativo, ou seja, nos apoios intermédios. Este efeito de encurvadura faz-se sentir nos elementos que estão a ser comprimidos, neste caso o banzo inferior, num comprimento crítico a partir do ponto em que se encontra contraventado lateralmente. Este efeito representa-se na Fig. 23.

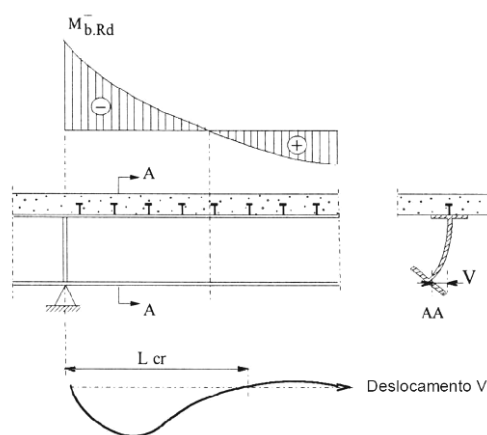


Fig. 23 – Análise da encurvadura lateral e do comprimento crítico L_{cr} . [3]

Para determinar o momento resistente para encurvadura lateral é necessário aplicar as normas específicas, no caso o Eurocódigo 4 [33], no seu ponto 6.4.2, em que se usa uma metodologia semelhante ao Eurocódigo 3 [34]. Para o cálculo deste momento usa-se um factor de redução χ_{LT} do momento resistente da secção M_{Rd} , de modo a obter um valor para o momento resistente para a encurvadura lateral.

$$M_{ed} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

O valor do factor de redução χ_{LT} encontra-se afectado de um factor α_{LT} , que tem em conta a imperfeição dependente da curva de encurvadura. Para obter este factor é necessária a utilização das curvas de encurvadura, segundo o Eurocódigo 3 [34]. Para a identificação da curva

de encurvadura correspondente ao perfil, temos de analisar a geometria das secções, a classe do aço, o processo de fabrico e o plano de encurvadura condicionante.

O mesmo Eurocódigo oferece valores recomendados para o valor de α_{LT} dependendo da curva de encurvadura. Esses mesmos valores encontram-se representados na Tabela 1 para o método geral de análise da encurvadura lateral.

Secção	Limites		Curva de encurvadura	
Secções I ou H laminadas	$h/b \leq 2$		a	
	$h/b > 2$		b	
Secções I ou H soldadas	$h/b \leq 2$		c	
	$h/b > 2$		d	
Outras secções	-		d	
Curva de encurvadura	a	b	c	d
α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Tabela 1 – Quadro de selecção da curva de encurvadura e valor de α_{LT} . [34]

Assim sendo o valor de χ_{LT} determina-se com a utilização da seguinte fórmula:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5}}, \quad \text{mas } \chi_{LT} \leq 1,0$$

Em que:

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

α_{LT} é o factor de imperfeição dependente da curva de encurvadura;

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[W_y \cdot f_y / M_{cr} \right]^{0,5}$$

M_{cr} é o momento crítico elástico de encurvadura lateral.

6.5 Verificação da encurvadura da alma por esforço transversal

Para realizar a verificação da encurvadura da alma por esforço transversal para almas não reforçadas, devemos primeiro ter em contas, segundo o Eurocódigo 3 [34], que só é necessário em secções em que não se verifique a seguinte condição:

$$(h_w/t_w) > 72 \cdot \varepsilon / \eta$$

Em que h_w e t_w representam a altura e a espessura da alma, respectivamente, η é um parâmetro definido na Parte 1-5 do Eurocódigo 3, que conservativamente pode ser considerado igual a 1,0 e ε é dado pela expressão $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$.

7 Dimensionamento dos conectores

Os conectores são uma parte essencial da secção mista, visto serem estes que fornecem a ligação entre a laje de betão e a viga metálica, resistindo assim aos esforços de corte longitudinais que possam surgir. O comportamento dos conectores sob este esforço depende do grau de interacção previsto entre os dois materiais. Este grau de interacção está relacionado com a capacidade de absorção, dos conectores, aos esforços de escorregamento e vão influenciar directamente a resistência da peça mista.

Os diferentes graus de interacção que podemos encontrar num elemento constituído por dois materiais são:

- Interacção total;
- Interacção parcial;
- Interacção nula.

Estes conceitos estão relacionados com a avaliação das deformações e tensões no elemento misto, sendo que, nos casos em que existe uma interacção nula devem ser avaliadas em separados. Seguindo o mesmo conceito, nos casos em que existe uma interacção total entre os dois materiais as tensões e deformações são avaliados considerando a peça como única, como se apresenta na Fig. 24. A interacção parcial corresponde a uma situação intermédia entre a interacção total e parcial, e deve ser analisada tendo em conta o esforço absorvido por cada um dos materiais dependendo da análise efectuada. [3]

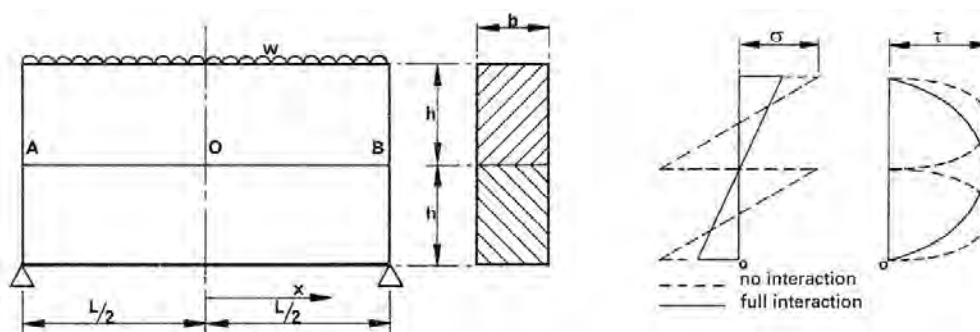


Fig. 24 – Exemplo de interacção nula e total em viga simplesmente apoiada. [3]

Dependendo do seu comportamento à deformação, estes podem dividir-se em dúcteis ou não dúcteis. Estas classificações encontram-se caracterizadas no Eurocódigo 4 – Parte 2 [32].

Nesta classificação, um conector pode ser classificado como dúctil se tiver uma capacidade de deformação, obtida através de ensaios normalizados, não inferior a 6mm. Os conectores usualmente utilizados na construção mista são os conectores circulares de cabeça com $h \geq 4 \cdot d$ e $16mm \leq d \leq 25mm$, que em geral apresentam um comportamento dúctil, em que h representa a altura do conector e d o seu diâmetro.

Dado que os conectores devem ser desenhados para serem capazes de resistir a uma força de levantamento não inferior a 10% da sua resistência de corte, o Eurocódigo 4 [33] impõe certos limites para as suas dimensões como o diâmetro da cabeça não ser inferior a $1,5 \cdot d$ e a cabeça não ter uma altura inferior a $0,4 \cdot d$.

Para o dimensionamento dos conectores devemos ter em conta que na maior parte dos casos, ao utilizar-se a teoria plástica no dimensionamento das vigas, este dimensionamento pode ser realizado por uma análise plástica. Nestes casos, o Eurocódigo 4 – Parte 2 [32], exige que os conectores sejam dúcteis, que as secções críticas sejam da classe 1 ou 2, que sejam verificados os limites para a conexão parcial e que o momento resistente da viga mista não seja superior a 1,5 vezes o momento da viga metálica.

Este dimensionamento deve ser feito tendo em conta a localização do conector na secção, relativamente ao diagrama de momento transversal. Esta análise é feita de forma diferente e em duas zonas distintas: entre a zona de momento nulo na extremidade e o momento máximo positivo, e a zona entre o momento máximo positivo e um apoio intermédio.

Assim, desta forma, podemos dimensionar os conectores com o valor de cálculo do esforço de corte longitudinal total V_l , que deve ser resistido pelos conectores de corte, entre zona de momento nulo na extremidade e o momento máximo positivo utilizando:

$$V_l = F_{cf} = \text{mínimo} \left(\frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a}; \frac{0,85 \cdot A_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \right)$$

Em que A_a é a área do perfil metálico e A_c é a área de betão correspondente no pavimento ao longo da largura efectiva.

Será necessário ter em atenção que, o valor da resistência ao corte determinado deverá ser distribuído por uma distância igual à da distância entre os pontos de momento nulo e o máximo momento flector positivo.

Porém, no caso de conectores para a zona entre a momento flector máximo positivo e um apoio intermédio, deve-se utilizar o valor de esforço de corte longitudinal V_l dado por:

$$V_l = F_{cf} = \text{mínimo} \left(\frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a}; \frac{0,85 \cdot A_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \right) + \frac{A_{se} \cdot f_{sk}}{\gamma_s}$$

Em que A_{se} é a área da armadura longitudinal em tracção que esteja incluída no cálculo da resistência à flexão da viga.

Desta forma, o número de conectores a distribuir na zona do perfil em análise, deve ser calculado pelo coeficiente entre o valor do esforço de corte e a resistência ao corte dos conectores dimensionados. Esta resistência pode ser determinada com a utilização do Eurocódigo 4 – Parte 1 [33] no seu artigo 6.6.3, onde se estipula que a resistência ao corte do conector deverá ser a menor entre a resistência do conector e a resistência do betão envolvente, que podem ser avaliadas por:

Resistência do conector	$P_{Rd} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot (\pi \cdot d^2 / 4)}{\gamma_v}$
Resistência do betão envolvente	$P_{Rd} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v}$

Tabela 2 – Valores da resistência de um conector.

Em que o f_u corresponde ao valor da resistência última de tracção do aço do conector, não sendo superior a 500MPa, e f_{ck} e E_{cm} corresponde à resistência característica do betão à compressão e o seu modelo de elasticidade secante, respectivamente.

Para o cálculo do coeficiente α temos de ter em conta as dimensões geométricas do conector, sendo que, para valores de $3 \leq (h/d) \leq 4$, o coeficiente assume o valor de $\alpha = 0,2 \cdot [(h/d) + 1]$, e para o caso em que $(h/d) > 4$ assume o valor $\alpha = 1$ (os valores das

dimensões da altura e do diâmetro já se encontram estipulados anteriormente neste documento). O coeficiente parcial γ_v de segurança é assumido, normalmente, como 1,25.

Deve ser tido em consideração que, a resistência ao corte do conector deve ser reduzida por coeficientes que estão relacionados com a utilização das chapas perfiladas com nervuras de betão, seja longitudinal como transversalmente. Estes coeficientes encontram-se quantificados no Eurocódigo 4 [33], na cláusula 6.6.4.

Para um correcto dimensionamento dos conectores deve ser verificado, de acordo com o Eurocódigo 4 – Parte 2 [32], no seu ponto 6.6.5, as disposições construtivas relativas ao espaçamento, recobrimento e dimensões dos conectores.

8 Aplicação a um caso prático

A segunda parte desta dissertação consiste na aplicação dos conhecimentos teóricos abordados anteriormente a um caso prático. Este consiste no dimensionamento do tabuleiro de um viaduto misto, partindo de um projecto existente, com o objectivo de reformular alguns pontos da sua concepção. Para tal, foi necessária a colaboração, do gabinete de projectos de engenharia TAL PROJECTO - Projectos, Estudos e Serviços de Engenharia, Lda. para assim abordar um caso prático com aplicação real.

Desta forma, chegou-se ao projecto em causa: *“Substituição da Ponte sobre a Ribeira de Muge na E.N.118”*. O projecto original previa a substituição da ponte existente construída nos anos de 1945/1947 pela extinta Junta Autónoma de Estradas, que ligava Muge e Santarém.

A Ribeira de Muge é um afluente da margem esquerda do rio Tejo, no concelho de Almeirim, distrito de Santarém. A ponte sobre a Ribeira de Muge faz parte da travessia que liga Santarém a Muge denominada por E.N.118 (Fig. 25). Esta via está permanentemente sujeita a tráfego intenso, tanto de veículos ligeiros, como de trânsito pesado.

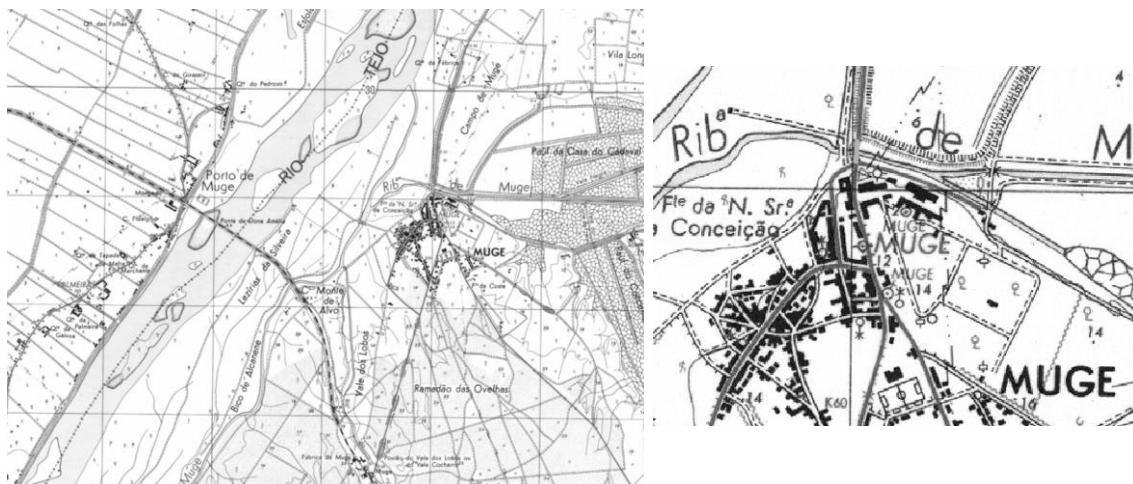


Fig. 25 - Localização da ponte sobre a Ribeira de Muge

A ponte existente era constituída por 4 tramos iguais, com um comprimento total de cerca de 60m, em que os tramos eram simplesmente apoiados nos pilares e nos encontros. A secção transversal era constituída por duas vigas principais separadas em 5,60m e ligadas entre si

por carlingas transversais. O tabuleiro era executado em betão armado vazado sobre chapas de aço fixadas as vigas principais.

Dado que, com a sua elevada utilização começaram a verificar-se problemas no seu funcionamento, nomeadamente, a rotura das diagonais que se encontravam no encontro do lado de Santarém, foi necessária a sua substituição. Com isto, foi solicitado à TAL PROJECTO, em 2003, o projecto de substituição pelo I.E.P., o qual foi executado e concluído em 2007.

Assim, e com esta base de conhecimento, apresenta-se este caso de estudo como uma nova proposta ou nova abordagem à estrutura adoptada, dentro da filosofia imposta pelos conhecimentos adquiridos.

Sendo uma via sujeita a tráfego intenso, é de vital importância a sua rápida concepção, pelo que a abordagem numa estrutura mista será uma solução adequada pela sua velocidade de execução. Levando em conta estes dados, abordamos no caso prático uma solução que prevê a aplicação de uma ponte em viga contínua de dois vãos, que se apoiam nos encontros e em um pilar central. Os vãos são executados através de duas vigas principais, metálicas, de inércia variável, com os adequados contraventamentos horizontais, e uma laje de betão armado que oferece um tabuleiro com 9,60m de largura. A ligação entre os dois elementos é realizada através de conectores.

Deste modo, e analisando a topografia, vemos que o maior caudal da Ribeira encontra-se do lado de Santarém, pelo que seria do nosso interesse localizar o pilar central excêntrico abordando um vão menor para o lado de Muge, e outro maior no sentido de Santarém. Assim optou-se por uma solução em que os vãos a superar seriam os 27m do lado de Muge e os 33m no lado de Santarém.

Com as características geométricas gerais da ponte conseguimos então abordar a modelação, com a utilização de programas informáticos adequados, da nossa estrutura para dimensionar as secções.

8.1 Seleção de materiais e protecção contra a corrosão

Para executar a nova estrutura, foi estipulado cada um dos materiais que se vão utilizar, seguindo as exigências necessárias. Deste modo vamos iniciar por analisar os elementos constituintes do betão armado.

No que se refere à classe de betão adoptou-se C35/45 com uma classe de exposição designada por XC2, com base na tabela 4.1 do Eurocódigo 2 [25], que se descreve o ambiente como húmido, raramente seco, podendo provocar assim corrosão induzida por carbonatação. Com isto podemos concluir que o recobrimento a aplicar será de 40mm dado que é um projecto de vida útil de 100anos, é um elemento de geometria de laje e esperamos ter um controlo de qualidade da produção de betão especial. Esta análise segue as tabelas 4.3N e 4.5N do Eurocódigo 2 [25].

No relacionado com a armadura passiva vamos adoptar uma armadura com tensão cedência igual a 500MPa laminados a quente, de acordo com o quadro V do Regulamento de betão armado e pré-esforçado (REBAP) [35], pelo que a designação será A500 NR.

No caso do aço, vamos fazer esta análise dividindo o aço utilizado para as vigas principais, dos aços utilizados para os contraventamentos. Para este estudo foram aplicadas as normas em vigor, nomeadamente o Eurocódigo 3, na sua parte 1-10 [36], juntamente com o auxílio do Eurocódigo 1 [37], através do método conservativo, em que se calcula a temperatura de referência T_{Ed} , e o nível de esforço proporcional ao valor da tensão de cedência:

$$f_y(t_w) = f_{y,nom} - 0,25 \cdot \frac{t_w}{t_0}$$

Em que $f_{y,nom}$ é a tensão de cedência do aço do perfil, t a espessura do banzo e t_0 recomenda-se o valor de 1,0. Com estes dois valores e com a determinação da tensão no perfil sob a combinação de cargas frequentes é possível determinar:

$$\sigma_{Ed} = \frac{\sigma_{frequente}}{f_y(t_w)} \cdot f_y(t)$$

Por conseguinte podemos aplicar a tabela 2.1 do Eurocódigo 3, Parte 1-10 [36], que se apresenta de seguida.

Steel grade	Sub-grade	Charpy energy CVN		Reference temperature T_{Ed} [°C]																							
		at T [°C]	J_{min}	$\sigma_{Ed} = 0,75 f_y(t)$								$\sigma_{Ed} = 0,50 f_y(t)$								$\sigma_{Ed} = 0,25 f_y(t)$							
				10	0	-10	-20	-30	-40	-50		10	0	-10	-20	-30	-40	-50		10	0	-10	-20	-30	-40	-50	
S235	JR	20	27	60	50	40	35	30	25	20		90	75	65	55	45	40	35		135	115	100	85	75	65	60	
	J0	0	27	90	75	60	50	40	35	30		125	105	90	75	65	55	45		175	155	135	115	100	85	75	
	J2	-20	27	125	105	90	75	60	50	40		170	145	125	105	90	75	65		200	200	175	155	135	115	100	
S275	JR	20	27	55	45	35	30	25	20	15		80	70	55	50	40	35	30		125	110	95	80	70	60	55	
	J0	0	27	75	65	55	45	35	30	25		115	95	80	70	55	50	40		165	145	125	110	95	80	70	
	J2	-20	27	110	95	75	65	55	45	35		155	130	115	95	80	70	55		200	190	165	145	125	110	95	
	M,N	-20	40	135	110	95	75	65	55	45		180	155	130	115	95	80	70		200	200	190	165	145	125	110	
	ML,NL	-50	27	185	160	135	110	95	75	65		200	200	180	155	130	115	95		230	200	200	200	190	165	145	
S355	JR	20	27	40	35	25	20	15	10			65	55	45	40	30	25	20		110	95	80	70	60	55	45	
	J0	0	27	60	50	40	35	25	20	15		95	80	65	55	45	40	30		150	130	110	95	80	70	60	
	J2	-20	27	90	75	60	50	40	35	25		135	110	95	80	65	55	45		200	175	150	130	110	95	80	
	K2,M,N	-20	40	110	90	75	60	50	40	35		155	135	110	95	80	65	55		200	200	175	150	130	110	95	
	ML,NL	-50	27	155	130	110	90	75	60	50		200	180	155	135	110	95	80		210	200	200	200	175	150	130	
S420	M,N	-20	40	95	80	65	55	45	35	30		140	120	100	85	70	60	50		200	185	160	140	120	100	85	
	ML,NL	-50	27	135	115	95	80	65	55	45		190	165	140	120	100	85	70		200	200	200	185	160	140	120	
S460	Q	-20	30	70	60	50	40	30	25	20		110	95	75	65	55	45	35		175	155	130	115	95	80	70	
	M,N	-20	40	90	70	60	50	40	30	25		130	110	95	75	65	55	45		200	175	155	130	115	95	80	
	QL	-40	30	105	90	70	60	50	40	30		155	130	110	95	75	65	55		200	200	175	155	130	115	95	
	ML,NL	-50	27	125	105	90	70	60	50	40		180	155	130	110	95	75	65		200	200	200	175	155	130	115	
S690	QL1	-60	30	150	125	105	90	70	60	50		200	180	155	130	110	95	75		215	200	200	200	175	155	130	
	Q	0	40	40	30	25	20	15	10	10		65	55	45	35	30	20	20		120	100	85	75	60	50	45	
	Q	-20	30	50	40	30	25	20	15	10		80	65	55	45	35	30	20		140	120	100	85	75	60	50	
	QL	-20	40	60	50	40	30	25	20	15		95	80	65	55	45	35	30		165	140	120	100	85	75	60	
	QL	-40	30	75	60	50	40	30	25	20		115	95	80	65	55	45	35		190	165	140	120	100	85	75	
	QL1	-40	40	90	75	60	50	40	30	25		135	115	95	80	65	55	45		200	190	165	140	120	100	85	
S690	QL1	-60	30	110	90	75	60	50	40	30		160	135	115	95	80	65	55		200	200	190	165	140	120	100	

Tabela 3 - Valores do peso volúmico dos materiais utilizados.

Desta forma concluímos que o aço utilizado para as vigas principais será do tipo S355 JO e o escolhido para os contraventamentos será do tipo S275 JR, de acordo com a NP-EN 10025-2 [38].

Para a escolha dos conectores foi utilizada a abordagem dada pelo Eurocódigo 4 [33], e pelo Eurocódigo 3 [34], na sua parte 1.8. Esta abordagem já foi analisada no capítulo 7, e será exemplificada no dimensionamento. Importa reter que a aço adoptado tem uma tensão de rotura de 450MPa.

Por último, os parafusos arbitrados foram da classe 8.8, de acordo com o Eurocódigo 3 [34], na sua parte 1.8, e possuem uma tensão de rotura de 800MPa.

De modo a proteger as peças metálicas contra a corrosão é necessário realizar uma decapagem mecânica SA 2 ½, de acordo com a ISO 8501 [39]. Dado que admitimos uma categoria de corrosão do tipo C4 - alta, segundo a ISO 12944 [40], vamos proceder a aplicação das seguintes camadas em todas as peças em aço [41]:

- Aplicação de uma demão de primário de *epoxy* rico em zinco, com uma espessura de 40 micra;

- Aplicação de uma demão esfumada intermédia epoxídica de dois componentes e alto teor de sólidos, com uma espessura de 150 micra;
- Aplicação de uma demão de tinta de esmalte de polisiloxano de dois componentes e alto teor de sólidos, com uma espessura de 50 micra;

8.2 Modelação inicial da estrutura

Com base nos critérios anteriormente descritos, foi executado um modelo estrutural através de um programa de elementos finitos, com a utilização de elementos de casca para a caracterização de todos os elementos principais: as vigas metálicas (alma e banzos) e a laje de tabuleiro, assim como a utilização de elementos lineares para as travessas do contraventamento.

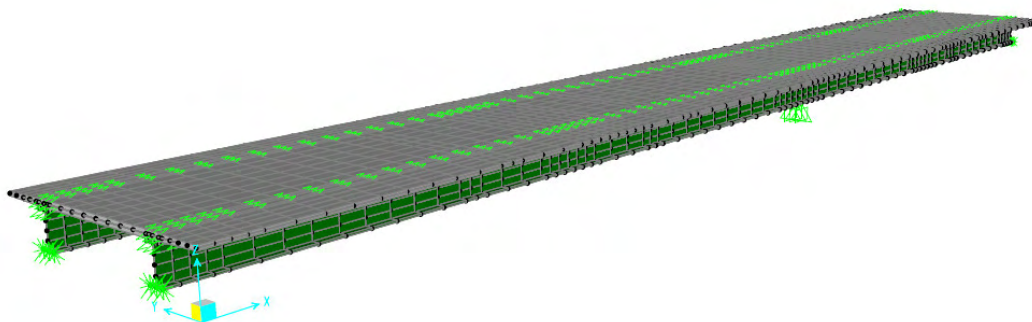


Fig. 26 - Vista 3D do modelo

Dada a forma como foram modelado os elementos, foi necessário assumir as ligações entre as vigas metálicas e a laje do tabuleiro através de conectores (links) em que se compatibilizaram as translações nos nós, mas permitiu a rotação independente dos elementos. Foi abordada uma solução em que a ligação era efectuada por um ponto transversalmente distribuído no banzo superior de cada uma das vigas, sendo que este ponto possuía as características mecânicas da ligação nesse troço.

Para realizar um correcto dimensionamento das vigas metálicas e da laje, foi realizado um modelo inicial que visava o pré-dimensionamento da laje de tabuleiro, para depois aplicar as suas dimensões. Só então dimensionamos as vigas metálicas, com a sua variação de inércia de forma parabólica, de menor altura nos encontros, a maior altura no apoio central, pelo que inicialmente, e como nas figuras é apresentado, o modelo possui vigas de inércia constantes.

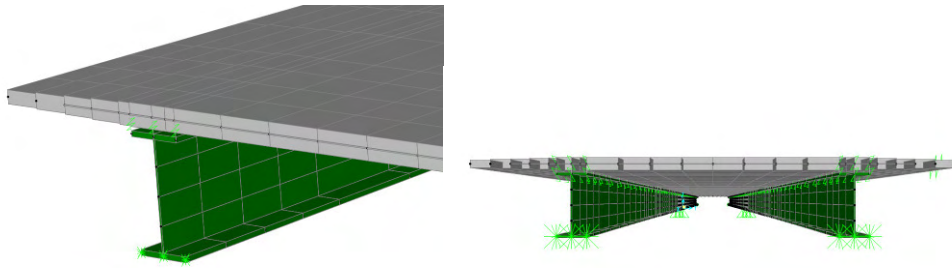


Fig. 27 - Detalhe de ligação viga - laje e secção transversal.

Como pré-dimensionamento, foi adoptada uma laje do tabuleiro com altura variável nas consolas e com uma altura constante entre as vigas metálicas. Deste modo, foi adoptada uma altura no extremo da consola de 0,15m e uma altura no centro de 0,30m. Assim, no modelo executado atribui-se alturas diferentes aos elementos de casca, desde o extremo da consola, até ao bordo exterior da viga metálica em que as alturas atribuídas são:

Elemento 1	0,150m	
Elemento 2	0,185m	
Elemento 3	0,220m	
Elemento 4	0,254m	
Elemento 5	0,287m	
Elemento 6	0,300m	

Fig. 28 – Variação da altura pelos elementos de casca

Para os elementos de conexão entre os dois materiais, foi modelada uma ligação semi-rígida em que foi introduzida a matriz de rigidez, que neste momento era admitida, mas que posteriormente será introduzida com os valores correspondentes ao dimensionamento final. Para a introdução da matriz de rigidez dos conectores foi necessário calcular a rigidez axial e de corte do elemento através das fórmulas:

$$k_{axial} = \frac{E \cdot A}{L} \quad k_{corte} = \frac{G \cdot A^*}{L}$$

Em que:

- E - Módulo de elasticidade do conector ($E = 210000N/mm^2$)
- G - Módulo de distorção do conector ($G \approx 81000N/mm^2$)
- A - Área da secção transversal do conector ($A = \pi \cdot r^2$)
- A^* - Área de corte do conector ($A^* = 0,9 \cdot \pi \cdot r^2$)
- L - Comprimento do conector

8.3 Acções e combinações de cargas

Para determinar as cargas que se encontram aplicadas na estrutura foi necessário analisar a sua utilização, a sua construção e a sua secção transversal. Para isto foi utilizado o Regulamento de Segurança e Acções para Edifícios e Pontes (RSA) [42], para todas as cargas nele especificadas, e com o auxílio do Eurocódigo 1 – “Bases of design and Actions on Structures” [37] para os casos que são omissos.

8.3.1 Acções permanentes

Foram abordadas as cargas permanentes existentes na estrutura, divididas em cargas de peso próprio dos elementos estruturais e os restantes elementos. Dentro das cargas de peso próprio admitimos:

Elemento	Material usado	γ (kN/m ³)
Tabuleiro	Betão armado	25
Vigas principais	Aço	77
Sistema de contraventamento	Aço	77
Pilar	Betão armado	25

Tabela 4 - Valores do peso volúmico dos materiais utilizados.

Para as restantes cargas permanente tivemos em conta todos aqueles elementos que iriam funcionar na estrutura de forma permanente e que fossem anexos à estrutura base, como por exemplo os passeios, os guarda corpos, lancis, entre outros. Assim apresentam-se cada uma das cargas, quantitativamente e sua localização da seguinte forma:

- **Viga de bordo:** Carga linear aplicada no extremo do tabuleiro nos dois sentidos.

0,15 x 25 _____ 3,75 kN/m

- **Passeios:** Carga uniformemente distribuída, aplicada na zona do passeio do tabuleiro nos dois sentidos.

0,45 x 25 _____ 11,25 kN/m²

- **Guarda - corpos:** Carga linear aplicada no extremo do tabuleiro nos dois sentidos.

0,5 _____ 0,5 kN/m

- **Perfis metálicos de segurança:** Carga linear aplicada no extremo do tabuleiro nos dois sentidos.

0,5 _____ 0,5 kN/m

- **Lancis:** Carga uniformemente distribuída, aplicada na zona do lancil do tabuleiro nos dois sentidos.

0,40 x 25 _____ 10 kN/m²

- **Tapete betuminoso:** Carga uniformemente distribuída, aplicada na zona do tapete betuminoso do tabuleiro.

0,16 x 25 _____ 4 kN/m²

8.3.2 Acções variáveis

Para as sobrecargas variáveis seguiu-se o estipulado pelo capítulo IX do RSA [42], em que são quantificadas as acções directamente relacionadas com o tráfego rodoviário, as sobrecargas e suas condicionantes, e ainda as sobrecargas em passeios e as forças horizontais em guarda-corpos e em guarda-rodas, além da acção do vento sobre os veículos. De salientar que estas sobrecargas se dividem dependendo do tráfego que vai incidir na ponte, podendo ser tráfego intenso ou tráfego ligeiro ou pouco intenso, em classe I ou classe II, respectivamente.

Dado que a localização da ponte em estudo se insere na estrada nacional 118, o tráfego a incidir será intenso pelo que se adoptou a classe I.

▪ Sobrecarga. (RSA – art. 41º)

Respeitando o que consta no artigo 41º do RSA [42], estipula-se que devem ser considerados dois tipos de sobrecargas, que actuam em separado, sendo os valores característicos:

- a) Veículo de três eixos equidistantes, cada um de duas rodas em que actua uma carga por eixo de $Q=200\text{kN}$ e em que a dimensão de cada roda é de $a=0,20\text{m}$ e $b=0,60\text{m}$ (adoptados para a Classe I) como é representado na figura.

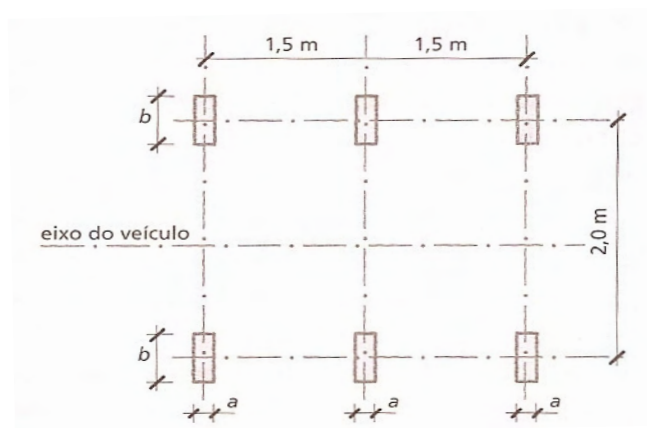


Fig. 29 – Variação da altura pelos elementos de casca

- b) Sobrecarga constituída por uma carga uniformemente distribuída de 4kN/m^2 , e por uma única carga transversal com distribuição linear, cujo valor é de 50kN/m .

Os valores reduzidos das sobrecargas indicadas devem ser obtidos através dos coeficientes $\psi_0 = 0,6$, $\psi_1 = 0,4$ e $\psi_2 = 0,2$. Para o caso de a acção sísmica ser a acção base da combinação, devese considerar-se $\psi_2 = 0$.

▪ **Forças de frenagem. (RSA – art. 43º)**

Para ter em conta os efeitos resultantes da variação da velocidade dos veículos consideram-se forças longitudinais, ao nível do pavimento e com direcção paralela ao eixo da ponte, com uma intensidade de 30kN/m .

▪ **Acções sobre passeios, guardas e guarda - rodas. (RSA – art. 44º)**

Para os passeios das pontes rodoviárias, deve ser considerada uma acção relacionada com a utilização dos passeios, em que deve ser adoptado o caso mais desfavorável entre uma carga uniformemente distribuída ao longo dos passeios ou uma carga pontual, cujos valores característicos são de 3kN/m^2 e 20kN , respectivamente. Os valores reduzidos para estas acções são obtidos através dos coeficientes $\psi_0 = 0,6$, $\psi_1 = 0,4$ e $\psi_2 = 0,2$. Para o caso de a acção sísmica ser a acção base da combinação, devese considerar-se $\psi_2 = 0$.

No caso das guardas, deve ser admitida uma força linear uniforme ao nível superior das guardas, com uma intensidade de 1,5kN/m, em que os correspondentes valores reduzidos são nulos.

De modo a ter em conta as acções dos guarda – rodas devemos considerar uma acção horizontal pontual, normal ou tangencialmente, cujo valor característico é igual a 20kN, em que os correspondentes valores reduzidos são nulos.

▪ **Ação do vento. (RSA – Capítulo V e art. 45º)**

Para quantificar a acção do vento a incidir na nossa estrutura verificamos que a ponte se situa na zona B e possui uma rugosidade aerodinâmica do solo do tipo II, correspondente a zonas rurais e periferia de zonas urbanas. Para a determinação da pressão dinâmica do vento (w) considerou-se uma altura do solo igual a 0m e que nos levou ao valor $w = 0,9kN / m^2$.

Assim a pressão do vento que se encontra a incidir sobre o tabuleiro pode ser calcula através da expressão:

$$P = \delta_f \cdot w = 2,05 \cdot 0,9 = 1,85kN / m^2$$

Em que:

- P - Pressão provocada pela acção do vento;
- δ_f - Coeficiente de força (RSA [42], Anexo I – 3,7) de 2,05 para perfis metálicos em I como os utilizados;
- w - Valor característico da pressão dinâmica do vento.

Pelo estipulado no RSA [42], esta pressão deve actuar numa altura igual à altura do tabuleiro, adicionada de uma faixa de 2,5m de altura, que abrange toda a extensão da ponte em que se pretende considerar a pressão do vento sobre os veículos.

▪ **Ação sísmica (RSA – Capítulo VII)**

Em correspondência com o RSA [42], a acção sísmica quantifica-se dependendo da zona do território nacional em que se encontra inserida a estrutura. Pelo anexo III vemos que a zona do continente que corresponde à nossa localização é a zona A, para o qual o coeficiente de sismicidade é $\alpha = 1.0$.

Pelo artigo 29º do dito regulamento, classifica-se o solo dependendo da sua natureza, sendo que o nosso caso de estudo apresenta um solo coerente mole ou muito mole, inserindo-se no tipo de terreno III. Com o estipulado no artigo 29.4º, só devemos ter em consideração a acção do sismo na direcção vertical, caso a estrutura seja especialmente sensível à vibração imposta nesta direcção, o que não se aplica no nosso caso de estudo.

Atribui-se um coeficiente de amortecimento (ζ) de 0,02 para a estrutura em análise por motivos de segurança (podia ser admitido um valor de ζ entre os 0,02 e 0,05).

Para inserir esta acção no programa de cálculo em que foi elaborado o modelo, foi necessário obter os espectros de resposta, de acordo com o RSA, para os efeitos dos sismos do tipo I e II.

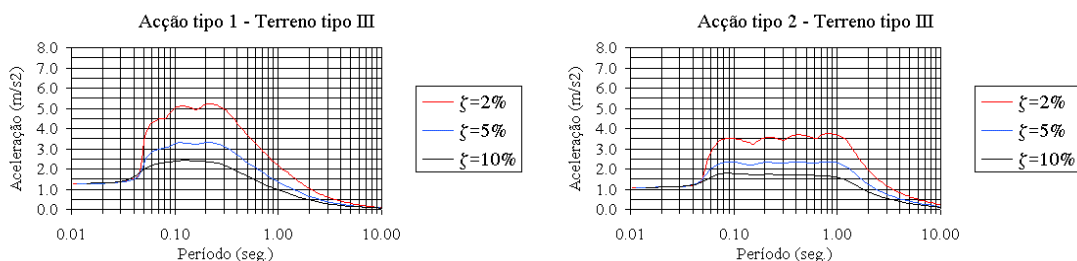


Fig. 30 – Espectros de resposta de acordo com o RSA [42].

▪ Variações de temperatura. ([37] – Parte 5)

Dado que os regulamentos nacionais não fornecem indicações quanto à quantificação dos efeitos da variação da temperatura, foi necessário adoptar os valores estipulados pelo Eurocódigo 1 – Parte 5 [37], que prescreve que deve ser admitida uma variação diferencial da temperatura para secções mistas de $\pm 10^\circ\text{C}$, somente aplicada na lâmina de betão.

8.3.3 Combinações de acções

As combinações de acções foram elaboradas em consonância com o que está estipulado pelo RSA [42], sempre adoptando os efeitos mais desfavoráveis de cada uma delas para as secções em estudo. Para isto, e evitando simplificações, optou-se por realizar todas as combinações de cargas possíveis, tendo em conta a variabilidade adoptada pelo regulamento (veículo tipo ou sobrecarga distribuída, passeio distribuído ou pontual, guarda rodas normal ou tangencial).

Deste modo foram adoptadas as combinações fundamentais de acções, em que as acções variáveis de base são:

1. Sobrecargas rodoviárias:

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q_1 + 0,6 \cdot W + 0,9 \cdot \Delta T$$

2. Acção base vento:

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W$$

3. Acção base variação de temperatura:

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot \Delta T + 0,9 \cdot Q_1$$

4. Acção base sismo

$$1,0 \cdot G + 1,5 \cdot E + 0,3 \cdot \Delta T$$

Em que:

G	-	efeito das cargas permanentes;
Q_1	-	efeito das sobrecargas rodoviárias;
W	-	efeito do vento;
ΔT	-	efeito das variações de temperatura;
E	-	efeito da acção dos sismos.

Estas combinações de cargas foram adoptadas para a análise dos estados limites últimos de resistência nas diferentes secções do tabuleiro, nos elementos metálicos, de betão e nas ligações entre os dois elementos. Deve ter-se em conta que serão realizadas também as combinações raras, frequentes e quase – permanentes, para a verificação dos estados limites de utilização.

Como dito anteriormente, foi analisado o caso de carga mais desfavorável para cada ponto da secção admitindo as combinações apresentadas, pelo que, para a análise em causa, foi necessário abordar as sobrecargas rodoviárias, combinando-as, para obter assim os esforços mais elevados.

Assim, foi necessário criar as diferentes combinações para cada uma das opções, para posteriormente poder realizar a envolvente correspondente. Devemos ter em conta que, para a

análise da posição mais desfavorável das cargas, é necessário desenhar as linhas de influência dos esforços. Serão estas linhas que irão determinar a localização que vai criar os esforços máximos nas secções principais. Esta análise está exemplificada no ponto seguinte deste documento.

8.4 Linhas de influência

Dado que as sobrecargas rodoviárias, relacionadas com o veículo de três eixos equidistantes dado pelo RSA [42], podem ser aplicadas em qualquer posição da estrutura, tanto longitudinal como transversalmente, é necessário determinar a posição que vai ser mais desfavorável para a estrutura. Dado que a ponte possui duas faixas em cada sentido, simplificadamente, vamos admitir que a pior posição, transversalmente, será no meio de cada faixa de rodagem. Já no sentido longitudinal devemos proceder a uma análise através das linhas de influência.

As linhas de influência descrevem a variação de um determinado efeito, por exemplo, a reacção em apoios, o esforço transverso ou o momento flector numa secção, em função da posição de uma carga que se passeia sobre a estrutura. Deste modo vamos fazer passear pela estrutura a sobrecarga do veículo de três eixos equidistantes (esquema da Fig. 31) e determinar a posição que ira provocar maiores esforços na estrutura. No nosso caso de estudo, aquele esforço que vai ser mais condicionante ao dimensionamento será o momento flector, pelo que será esta a analise a efectuar.



Fig. 31 – Modelo de cálculo adoptado para a determinação das linhas de influência

Assim, o nosso estudo vai centrar-se na determinação da posição do veículo que provoca o esforço máximo em cada um dos apoios e nos vãos. Para isto vamos analisar as linhas de influência desenhadas para cada ponto da estrutura e determinar a posição mais desfavorável da carga.

Se analisarmos a linha de influência do apoio de continuidade (Fig. 32), vemos que a posição da carga que provoca um esforço máximo neste ponto encontra-se no vão maior, com uma distancia em relação ao encontro de 19,05m. Assim os três eixos do veículo estarão localizados em 17.55m, 19.05m e 20.55m, respectivamente.

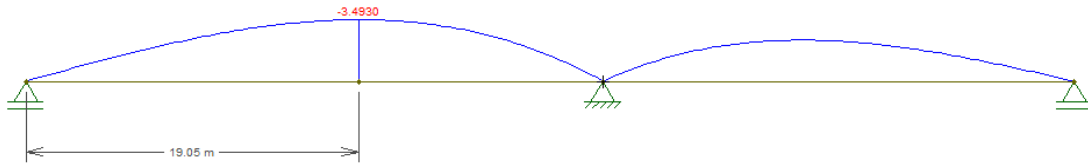


Fig. 32 - Linha de influência do momento no apoio central.

Seguindo o mesmo raciocínio, determinamos a posição do momento máximo para o vão da esquerda. Neste caso, a posição da carga aplicada que provoca o momento positivo máximo é na ordenada 14,00m. Desta forma, os três eixos do veículo estarão localizados em 12.5m, 14.0m e 15.5m, respectivamente.

Assim, e por último, determinamos a posição da carga que provoca um momento máximo no vão da direita. Neste caso, a posição da carga aplicada que provoca o momento positivo máximo é na ordenada 48,15m. Desta forma, os três eixos do veículo estarão localizados em 46.65m, 48.15m e 49.65m, respectivamente.

Em suma, com a análise das linhas de influência, determinamos o ponto de aplicação das cargas pontuais para os momentos flectores máximos na estrutura. Devemos ter em conta que devemos analisar também a posição das cargas que irão provocar o maior esforços transversos. Como é de esperar, a posição que provoca o maior esforço transversal é a própria posição do apoio em análise, assim sendo será para a posição do encontro do lado esquerdo, para o apoio de continuidade e para o encontro do lado direito.

8.5 Dimensionamento da Estrutura metálica

8.5.1 Vigas metálicas

Para realizar o dimensionamento das secções mistas, devido à variação nos cálculos, dependendo da secção e dos esforços que se encontravam, decidiu-se pela utilização de folhas de cálculo automático com as fórmulas necessárias para cada um dos casos.

Uma vez que o dimensionamento das vigas metálicas visava a variação de inércia ao longo do tabuleiro, de menor dimensão nos encontros e maior no apoio central, é necessário inserir para cada secção em análise, as correspondentes dimensões e verificar o esforço resistente. Deste modo, o dimensionamento obtém-se de forma iterativa.

Tendo em conta que a análise é feita em relação à secção mista, devemos calcular inicialmente a secção efectiva da laje de betão que está a colaborar com a viga metálica. Assim, inicialmente, e dado que a laje de betão varia de espessura ao longo da secção, utilizamos como critério para transformar a laje numa laje de espessura constante, a inércia em relação ao eixo horizontal (Fig. 33).

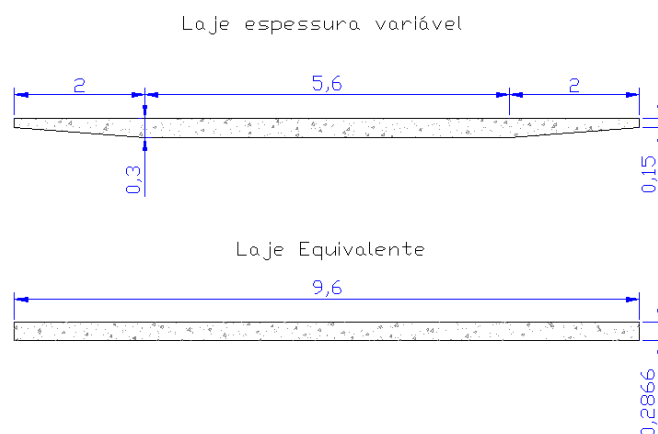


Fig. 33 – Dimensões de laje de espessura variável e laje equivalente.

Como já foi explicado de modo teórico anteriormente (Cap. 6.1), tivemos de ter em conta os aspectos relacionados com os diagramas de esforço para calcular a largura efectiva b_{eff} , que influenciam a secção. Deste modo, para realizar os cálculos automáticos, é necessário ter em conta a variação que existe em cada uma das secções. Os valores para cada uma das secções efectivas apresentam-se na Tabela 5.

Para obter os valores de cálculo dos esforços existentes nas vigas metálicas, foi necessário criar um modelo que analisasse apenas a viga metálica em estudo, juntamente com a laje efectiva de betão colaborante. Para isto, foi utilizado o critério de homogeneização, explicado anteriormente, em que se transformou a secção efectiva do betão numa secção equivalente em aço, criando assim uma nova secção de um mesmo material.

Em resumo, é necessário obter a secção efectiva da laje de betão colaborante com as vigas metálicas, assim como as dimensões da viga metálica para calcular os esforços resistentes, tanto dos banzos como da alma, de modo a calcular a inércia correspondente e a sua resistência.

Será importante de referir que foi também verificada a possível interacção de esforços, momento flector e esforço transversal, seguindo o estipulado no capítulo 6.3 deste documento. A nomenclatura usada no quadro para as dimensões das secções corresponde ao mostrado na Fig. 34.

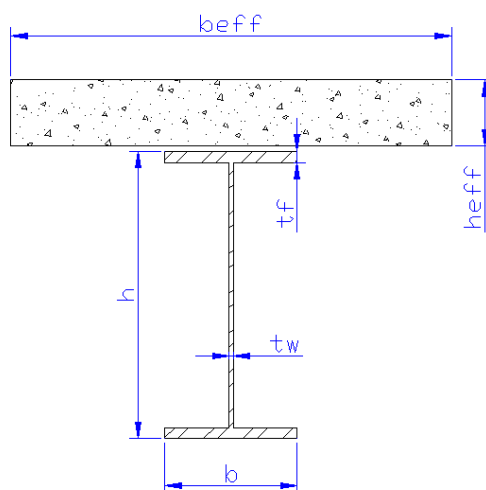


Fig. 34 – Nomenclatura da secção tipo utilizada.

Secção Metálica										Secção Betão						
	X (m)	M _{y,ed} (kN.m)	V _{ed} (kN)	h (m)	b (m)	t _w (m)	t _f (m)	b _{eff} (m)	h _{c,eff} (m)		Z (m)	M _{pl,Rd} (kN.m)	V _{pl,Rd} (kN)	M _{Rd, inter} (kN.m)	Verif.	
S1	0,0	0,0	-1259,8	0,600	0,30	0,015	0,04	5,1	0,287	-	-	-	1721,7	-	-	ok
S2	5,5	5087,7	-763,5	0,620	0,30	0,015	0,04	5,1	0,287	ENP	0,127	6076,7	1783,1	N/A	N/A	ok
S3	11,0	8405,4	-450,8	0,681	0,40	0,015	0,05	5,1	0,287	ENP	0,192	9182,6	1939,9	N/A	N/A	ok
S4	16,5	8087,3	752,5	0,782	0,40	0,015	0,05	5,1	0,287	ENP	0,198	10309,6	2248,9	N/A	N/A	ok
S5	22,0	3730,1	1249,7	0,923	0,40	0,015	0,05	5,1	0,287	ENP	0,207	11982,2	2683,9	N/A	N/A	ok
S6	27,5	-4353,4	1570,5	1,104	0,50	0,015	0,05	4,05	0,287	ENA	0,763	11771,9	4320,5	N/A	N/A	ok
S7	33,0	-13545,7	1890,0	1,300	0,50	0,015	0,05	4,05	0,287	ENA	0,861	14357,7	5124,0	N/A	N/A	ok
S8	37,5	-3205,5	-1270,9	1,108	0,50	0,015	0,05	4,05	0,287	ENA	0,765	11823,3	4336,9	N/A	N/A	ok
S9	42,0	1936,1	-1009,0	0,908	0,40	0,015	0,05	5,1	0,287	ENP	0,206	11800,1	2637,8	N/A	N/A	ok
S10	46,5	5954,2	-748,1	0,783	0,40	0,015	0,05	5,1	0,287	ENP	0,198	10326,8	2253,5	N/A	N/A	ok
S11	51,0	6081,9	422,2	0,681	0,40	0,015	0,05	5,1	0,287	ENP	0,192	9182,6	1939,9	N/A	N/A	ok
S12	55,5	3626,8	676,5	0,620	0,30	0,015	0,04	5,1	0,287	ENP	0,127	6076,7	1783,1	N/A	N/A	ok
S13	60,0	0,0	1115,6	0,600	0,30	0,015	0,04	5,1	0,287	-	-	-	1721,7	-	-	ok

X	Localização da secção	M _{pl,Rd}	Momento flector resistente	ENP	Eixo neutro no pavimento
M _{y,ed}	Momento flector de cálculo	V _{pl,Rd}	Esforço transversal resistente	ENA	Eixo neutro na alma do perfil metálico
V _{ed}	Esforço transversal de cálculo	M _{Rd,inter}	Momento flector resistente com interação	N/A	Não se aplica na situação em análise
Z	Profundidade do eixo neutro				

Tabela 5 – Verificação da resistência das seções metálicas das vigas longitudinais.

Analisando a Tabela 5, detecta-se que os valores para os esforços resistentes são muito superiores aos valores de cálculo, pelo que seria de esperar que as secções determinadas tivessem dimensões inferiores. Como vamos ver mais à frente, e como seria de esperar, o aspecto que vai condicionar o nosso dimensionamento serão os Estados Limites de Serviço, pelo que esta dimensão das secções tem em conta esta condicionante.

Outro aspecto a analisar será a verificação da encurvadura lateral. Dado que está prevista a colocação de contraventamentos, espaçados de 4 em 4 metros no vão de 33m e de 3,25m no vão de 27m, podemos dispensar a verificação.

Visto termos as nossas secções dimensionadas para os esforços existentes, é necessário determinar o número de conectores para esses mesmos esforços. Como já foi mencionado no capítulo 7, esta determinação está influenciada pelo diagrama de esforços, sendo que o número de conectores irá variar nas zonas entre o momento nulo e o momento positivo máximo, e entre a zona do momento positivo máximo e o momento negativo máximo.

Como premissas para este dimensionamento, estipulamos que não iriam existir mais do que três (3) conectores por cada alinhamento, ou seja, por viga numa secção transversal. Com base nos critérios estabelecidos, foram adoptadas para as dimensões geométricas do conector circular de cabeça as seguintes dimensões: $h = 100mm$ e $d = 20mm$, que correspondem à altura e o diâmetro, respectivamente. Devemos também cumprir os requisitos de separação transversal e longitudinal, estipulados nas normas em vigor.

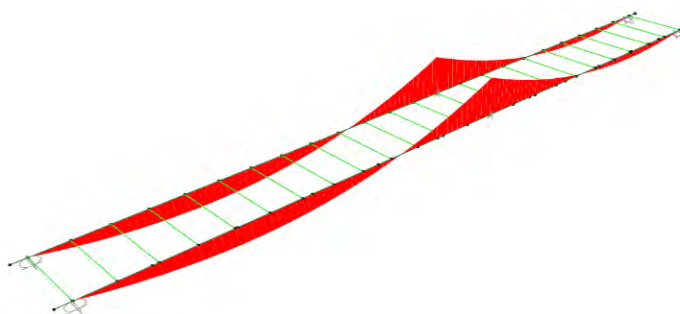


Fig. 35 – Diagrama de momentos flectores da viga longitudinal.

No diagrama de momentos apresentado na Fig. 35, podemos observar quatro zonas (AB, BC, CD e DE), que se detalham na Fig. 36. Estas vão ser utilizadas para analisar o número de conectores.

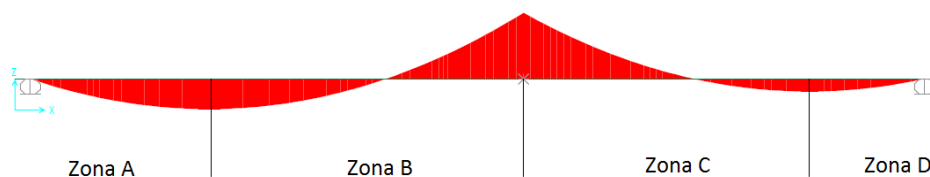


Fig. 36 – Identificação das zonas para o dimensionamento dos conectores.

Já que o cálculo do valor do esforço de corte longitudinal V_l , calculado com a aplicação das fórmulas descritas no capítulo 7, depende da zona em estudo, os valores para cada uma das zonas apresentam-se na Tabela 6. Na mesma tabela é apresentado o valor da resistência ao corte do conector P_{Rd} , determinado tendo em conta o mínimo entre a resistência do conector e a resistência do betão envolvente.

Tendo em conta a fase construtiva, foi estipulado que o valor dos conectores a aplicar iria ser igual nas duas A e D e nas duas zonas B e C.

	F_a (kN)	F_c (kN)	F_s (kN)	P_{Rd} (kN)	V_l (kN)	N	Distribuição
A	11289,0	25780,5	n/a	90,48	11289,0	125	3 conect //.20
B	26270,0	25780,5	810,9	90,48	26591,4	294	3 conect //.20
C	29820,0	25780,5	810,9	90,48	26591,4	294	3 conect //.20
D	11289,0	25780,5	n/a	90,48	11289,0	125	3 conect //.20

F_a	Resistência plástica à tracção do aço
F_c	Resistência plástica à compressão do betão
F_s	Resistência à tracção da armadura de reforço
P_{Rd}	Resistência ao corte de um conector
V_l	Esforço de corte longitudinal total
N	Número de conectores igualmente espaçados, ao longo do comprimento crítico
N/A	Não se aplica na situação em análise

Tabela 6 – Valores das forças para o cálculo dos conectores.

Assim, foi determinado que para todo o comprimento das vigas, o número de conectores a aplicar seria de 3 conectores por fiada, espaçados 20cm.

Desta forma, uma vez que já possuímos as vigas metálicas dimensionadas com o número de conectores a colocar em cada zona, apresentam-se as plantas que se encontram no Anexo B.

8.5.2 Perfis dos contraventamentos

Abordaremos o dimensionamento dos contraventamentos como se de uma estrutura metálica se tratasse, já que não existe nenhum tipo de ligação entre os elementos metálicos e a laje de betão. Devido a este aspecto o dimensionamento pode ser realizado com a utilização do Eurocódigo 3 [34].

De forma a simplificar este dimensionamento, admitiu-se que estes contraventamentos iriam ter a mesma secção transversal ao longo de toda a viga principal, pelo que o dimensionamento tinha de ser feito com o valor de cálculo mais desfavorável, obtido para estes elementos no modelo de elementos finitos.

Depois de analisar os valores de cálculo, previu-se que a secção necessária para suportar estes valores era muito inferior à aquela que era indispensável para manter a rigidez global da estrutura em valores aceitáveis. Assim, a secção determinada teria de ser obtida de forma iterativa. Estas iterações eram realizadas com o objectivo de manter a frequência natural da estrutura, influenciada pela rigidez da mesma, acima de valores aceitáveis que vão ser analisados mais à frente. Após obter a secção final, verificou-se a resistência da secção na qual obtivemos valores muito superiores aos esforços de cálculo, como era esperado.

O perfil que foi obtido para os contraventamentos foi um perfil IPE270, com uma separação, aproximadamente, de 2,46m no vão maior (33 metros) e de 2,60m, no vão menor (27 metros), como se apresentam nas plantas que se encontram no Anexo - B.

Com todas as características da secção necessária, foi fundamental verificar se os valores de cálculo eram inferiores à resistência da secção. Desta forma, é necessário verificar a resistência da secção ao esforço transversal, e para isso vamos calcular o esforço transversal resistente da secção, que é:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_{yd} / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

De seguida, verificamos o valor do momento plástico resistente da secção, através da utilização da fórmula seguinte:

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_{yd}}{\gamma_{M0}}$$

Por último, foi verificada a resistência axial do perfil, valor que é muito superior ao esforço de cálculo. Esta verificação foi realizada através da fórmula:

$$N_{ed} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yd}}{\gamma_{M0}}$$

Nas formulas anteriormente descritas, o $W_{pl,y}$ representa o módulo plástico de flexão em torno do eixo y , o f_{yd} representa a resistência de cedência do material e A e A_v a área da secção e a área de corte, respectivamente.

Tendo então o perfil, determinamos a sua classe através do estipulado no Eurocódigo 3 [34], na tabela 5.2. Sabendo que tínhamos de obedecer à condição de classe 1, que é:

$$c/t \leq 72 \cdot \varepsilon$$

Em que, c representa a altura da alma do perfil metálico e t a espessura a alma do perfil, que no caso em estudo corresponde a 146mm e 8mm, respectivamente. O valor de ε depende da tensão f_y é calculado segundo $\sqrt{235/f_y}$. Com isto determinamos que o perfil em causa pertence à classe 1, pelo que se encontrava correcto.

Era também estimável a verificação da necessidade de interacção entre o esforço transversal e o momento flector, caso não se verificasse a condição $v_z < 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$. Visto a secção do perfil adoptado ser muito superior ao que era necessário pelos esforços existentes, esta condição deixa de ser necessária.

8.5.3 Ligações

Neste capítulo, são abordados todos os cálculos realizados para as ligações que iam ser efectuadas pelos diferentes elementos metálicos na estrutura. Dentro destas ligações encontram-se a ligação dos contraventamentos às vigas longitudinais, a ligação entre a alma e os banzos das vigas longitudinais e a ligação nas zonas de variação de largura e de espessura dos banzos.

Para o dimensionamento de todas estas ligações foi utilizada a parte 8 – “Design of joints”, do Eurocódigo 3 [34], seguindo os critérios nele estipulados.

▪ **Ligação contraventamentos – vigas metálicas**

Para o dimensionamento destas ligações tivemos em conta o estipulado pelo Eurocódigo 3 [34], especificamente na sua parte 8, em se estipulam as regras para o seu dimensionamento.

Admitindo o perfil obtido para os contraventamentos no capítulo 8.5.2, e tendo em conta que o seu dimensionamento foi realizado tendo em conta a rigidez da estrutura e não os esforços de cálculo, o dimensionamento da ligação entre os dois elementos foi realizada segundo a resistência da secção ao esforço transversal e axial.

Para determinar os valores dos esforços resistentes da secção, tivemos em consideração a aplicação combinada destes esforços. Para tal, calculamos o esforço transversal com a utilização da área de corte A_v e o esforço axial com a utilização da área total do perfil, descontando a área que está a ser utilizada para resistir ao esforço transversal, ou seja, $(A - A_v)$. Desta forma, obtivemos os seguintes esforços de cálculo e a resultante das forças:

$$V_{sd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 350,89 kN$$

$$N_{sd} = (A - A_v) \cdot f_y = 654,50 kN$$

$$F_{Ed} = \sqrt{V_{sd}^2 + N_{sd}^2} = 742,62 kN$$

Com estes valores podemos então realizar as verificações constantes no referido Eurocódigo, que são:

- Resistência ao corte dos parafusos;
- Resistência ao esmagamento;
- Resistência à rotura do bloco.

Como se encontra especificado no Eurocódigo mencionado, determinamos que a ligação aparafusada deve possuir categoria B e C e pertencer à classe 8.8.

No que diz respeito à verificação da **resistência ao corte dos parafusos**, devemos analisar a força actuante em cada um dos elementos. Neste aspecto, podemos concluir que o

elemento que vai ser preponderante na verificação é aquele que se encontra mais afastado do centro de gravidade da chapa.

Para o cálculo da resistência ao corte do parafuso, visto que vão ser utilizados parafusos pré-esforçados, foram utilizadas as fórmulas consagradas no capítulo 3.9.2 do Eurocódigo 3, Parte 1-8 [43]. Neste capítulo a resistência ao corte do parafuso, é afectada pela tensão nele existente. Este valor da resistência deve ser verificado em condições de serviço (categoria B) e em utilização (categoria C). O valor da resistência para cada categoria será:

▪ Para categoria B:

$$F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_{p,C}}{\gamma_{M3,ser}}$$

▪ Para categoria C:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_{p,C}}{\gamma_{M3}}$$

Em que:

$$F_{p,C} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$$

O valor da resistência f_{ub} corresponde a 800MPa para a classe admitida, o valor da constante k_s varia dependendo do tipo de furo, que corresponde ao valor 1.0; μ varia de acordo com a classe de fricção definida, em que para a classe de fricção A adquire o valor de 1.0; os coeficientes de segurança γ_{M3} e $\gamma_{M3,ser}$ assumem o valor 1.25 e 1.1, respectivamente; e A_s que corresponde à secção resistente do parafuso. A condição verificada foi:

$$F_{parafuso} \leq F_{s,Rd}$$

Na verificação da **resistência ao esmagamento** devemos ter conta o estipulado na tabela 3.4 do Eurocódigo 3 [34], na sua parte 1.8, em que se estabelece que o valor da resistência ao esmagamento por parafuso é calculado a partir da fórmula:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_w}{\gamma_{M2}}$$

Em que os valores utilizados foram:

- $k_1 = \min\left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right);$

- $\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0\right);$

- $f_u = 430 \text{ MPa}$, para um aço do perfil da classe S275;
- d corresponde ao diâmetro do parafuso;
- t_w é a espessura do perfil metálico onde se vai aplicar os parafusos.

Para os valores de e_1 , e_2 , p_1 e p_2 foi utilizado o diagrama da Fig. 37 para a distribuição dos parafusos na chapa de ligação, e foram quantificados com a aplicação dos critérios exigidos pelos Eurocódigo 3 [34].

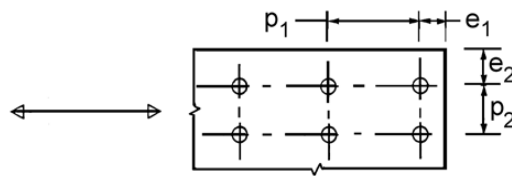


Fig. 37 – Espaçamento dos parafusos nas ligações. [34]

No caso da verificação da **resistência à rotura do bloco**, devem ser verificadas as fórmulas descritas no capítulo 3.10.2, em que se refere o esforço transversal resistente da secção tendo em conta a carga transmitida, concêntrica ou excêntrica. Neste caso, admitiu-se que a carga transmitida era excêntrica pelo que se aplicou a fórmula 3.10 do referido Eurocódigo.

$$V_{eff,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_u \cdot A_{nt}}{\gamma_{m2}} + \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \frac{A_{nv}}{\gamma_{M0}}$$

Em que A_{nv} é a área de corte e A_{nt} a área de tracção, considerando os furos para a colocação dos parafusos.

Após estas verificações chegamos então ao número de parafusos. As suas características geométricas e mecânicas que são aquelas que se apresentam no Tabela 7, seguindo a disposição da Fig. 38.

Classe	8.8
f_{ub}	800 MPa
$\phi_{parafuso}$	27 mm
A_s	459 mm ²

Resistência axial	654,50 kN
Resistência ao corte	350,88 kN
Esforço na ligação	742,62 kN

$F_{s,rd}$	205,63 kN
$F_{parafuso}$	117,32 kN
$F_{b,rd}$	817,34 kN
$V_{eff,rd}$	398,16 kN

Tabela 7 – características físicas e mecânicas da ligação aparafusa.

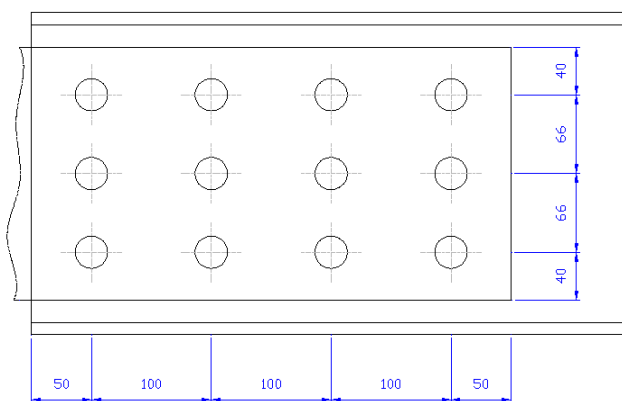


Fig. 38 – Esquema da colocação dos parafusos.

▪ Ligação dos banzos com a alma

Relativamente à ligação entre os banzos e a alma, esta vai ser realizada por cordões colocados lateralmente ao banzo no encontro com a alma, como se mostra na Fig. 39.

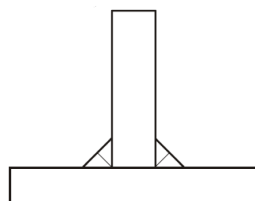


Fig. 39 – Soldadura de ligação dos banzo com a alma. [34]

Desta forma, o cálculo desta ligação deve ser realizada, tal como se indica no Eurocódigo 3 [34], no seu anexo M e atendendo que o valor $\sigma_{\perp} = 0$ e $\tau_{\perp} = 0$, temos que:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$$

$$\sqrt{3 \cdot \tau_{\parallel}^2} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$$

Em que:

$$\tau_{\parallel} = \frac{V_{sd} \cdot S_y}{2 \cdot a \cdot I_y}$$

Desta forma obtemos o valor de a , que corresponde à espessura do cordão de soldadura, a partir da expressão:

$$a \geq \frac{\sqrt{3} \cdot V_{sd} \cdot S_y \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}}{2 \cdot I_y \cdot f_u}$$

Em que o valor de f_u corresponde à tensão de rotura, β_w é um factor de correlação dado pelo Eurocódigo 3 [34], na tabela 4.1, e que depende do tipo de aço utilizado, e γ_{M2} é o coeficiente parcial de segurança. O valor de I_y corresponde à secção da viga metálica e S_y ao momento estático do banzo em estudo, superior ou inferior, relativamente ao centróide da secção.

Este cálculo foi efectuado para cada uma das secções em estudo (Anexo - A). Desta forma, conseguimos obter o valor máximo da espessura da soldadura para o banzo superior e inferior, que se iria colocar ao longo de toda a viga metálica. Os valores obtidos são de 4,5mm para a ligação com o banzo superior e 7,0mm para o banzo inferior, em cada uma das faces.

▪ Ligação dos banzos de diferentes dimensões

No que se relaciona com a ligação dos banzos de diferentes dimensões, devemos dividir esta análise em dois tipos distintos: a variação de espessura do banzo e a variação de largura do banzo.

No caso da variação de espessura dos banzos devemos ter em atenção uma variação linear entre as duas secções. Esta variação deve ser realizada através da aplicação de uma pendente, na soldadura e na peça adjacente, não superior a $\frac{1}{4}$, como se indica na Fig. 40. A soldadura a aplicar na zona de ligação será de penetração total como se mostra na mesma figura.

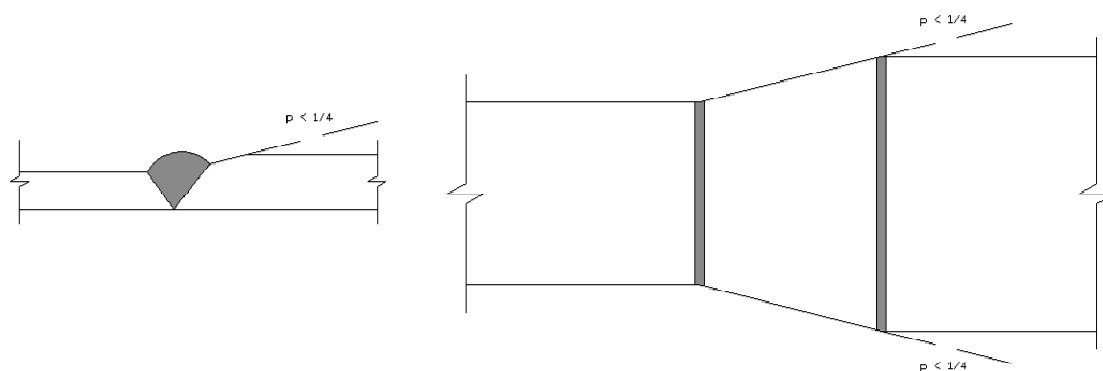


Fig. 40 – Soldadura de ligação dos banzo de diferentes dimensões.

Para a ligação nas zonas de variação de largura, devemos ter em conta uma variação linear, sendo que a variação vai de 0,3m para 0,4m de largura, de 0,4m para os 0,5m e vice-versa. Dado que são peças que vão possuir uma tensão muito elevada, deve ser prevista uma variação de largura com uma pendente não superior a $\frac{3}{4}$, de modo a permitir uma correcta transmissão de tensões entre as peças.

8.6 Dimensionamento da armadura da laje de betão

No que respeita ao dimensionamento da armadura da laje de betão, devemos fazer duas análises distintas quando se trata da armadura longitudinal ou transversal. Estas análises estão relacionadas com a direcção que possui a secção mista em estudo.

Se olharmos para as duas direcções, determinamos que a armadura longitudinal deve ser dimensionada tendo em conta um comportamento misto da secção, já que esta armadura influencia a secção metálica. No caso da armadura transversal, pode ser analisada apenas como se de uma laje de betão se tratasse, visto que o modelo estático da estrutura se assemelha a uma viga simplesmente apoiada com continuidade em consola nos dois sentidos, como se mostra na Fig. 41.

De seguida apresentam-se os procedimentos de cálculo da armadura da laje e os valores correspondentes.

8.6.1 Armadura transversal

Como já foi dito anteriormente, para o dimensionamento da armadura transversal da laje de betão, adoptou-se o esquema estático que se encontra na Fig. 41. Este dimensionamento foi realizado tendo como base o Eurocódigo 2 [25], através das fórmulas presentes nos artigos correspondentes (que mais à frente serão transcritas).

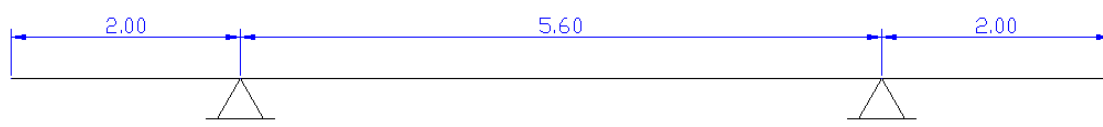


Fig. 41 – Esquema estático para o dimensionamento da armadura transversal.

Os valores para o dimensionamento desta armadura serão retirados do modelo geral da estrutura, tendo por base os conceitos do esquema estático e o seu comportamento transversalmente. Assim, determinamos as secções que iriam apresentar uma quantia de armadura superior para proceder ao dimensionamento. Estas secções são aquelas que se encontram apresentadas na Fig. 43, e que se referem às secções de aplicação das cargas determinadas no capítulo 8.4 incluindo as secções de apoios (encontros e apoio central).

Tendo em conta a secção transversal, foram obtidos os diagramas das envolventes de momentos que se encontram na Fig. 42, seguindo a localização representada na Fig. 43, que se apresentam de seguida.

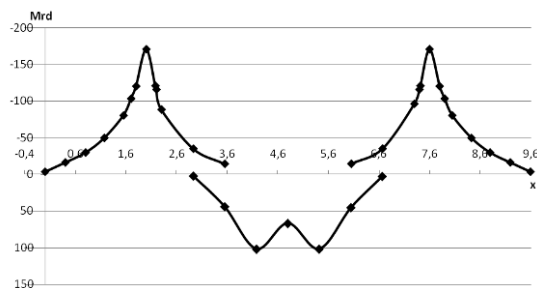
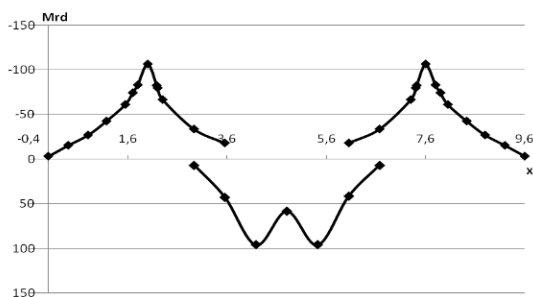
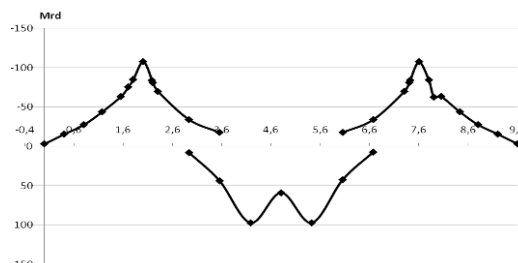
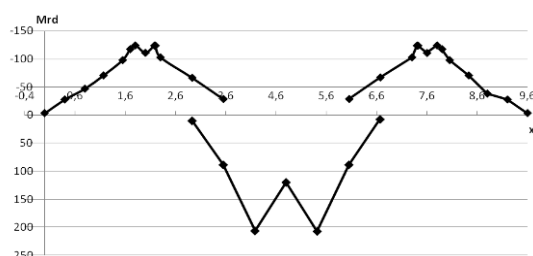
Como já foi referido, o dimensionamento da secção foi realizado com base no Eurocódigo 2 [25], com a utilização das seguintes fórmulas:

$$\mu = \frac{M_{rd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\omega = 0,973 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2,056 \cdot \mu}\right)$$

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

Em que M_{rd} é momento flector de cálculo, b a largura da secção, que no caso em estudo admitiu-se um valor de armadura por metro, d a altura útil da laje de betão, f_{cd} o valor da resistência de cálculo do betão, que no caso em estudo será um betão da classe C35/45, e f_{yd} o valor da resistência de cálculo do aço das vigas metálicas, que como já foi mencionado será da classe S355.



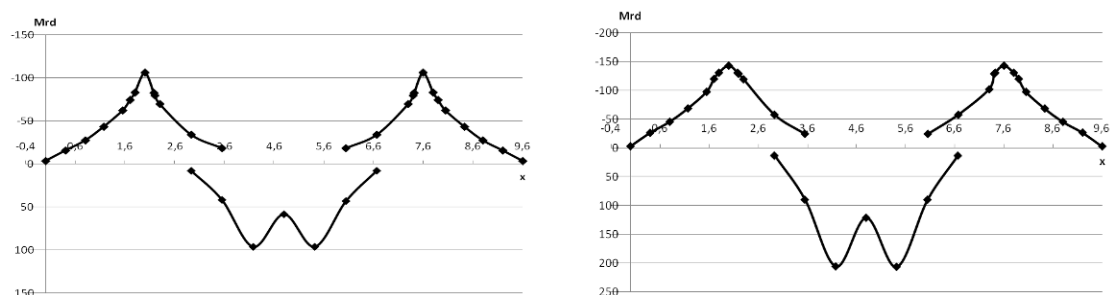


Fig. 42 – Diagrama de momentos nas secções, corte 1 a corte 6, respectivamente.

Tendo em conta as fórmulas exemplificadas anteriormente, foi calculado o valor da armadura necessária na direcção transversal, tanto superior como inferior. Os valores finais para as armadura encontram-se expressos na Tabela 8, de acordo com a sua posição no tabuleiro.

A posição do tabuleiro, como já foi dito anteriormente seguiu a distribuição que se apresenta na Fig. 43. O valor da coordenada x presente na tabela está relacionada com a sua posição transversal, tendo em atenção que as vigas metálicas longitudinais encontram-se na coordenada $x=2,0\text{m}$ e $x=5,6\text{m}$.

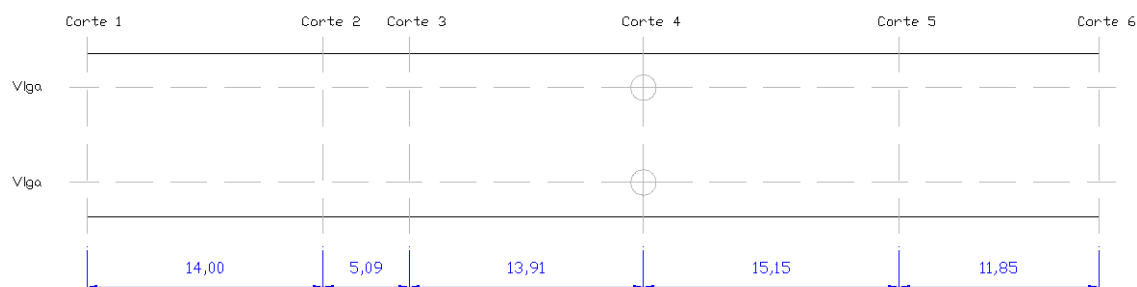


Fig. 43 - Planta de localização dos cortes na laje de betão para o dimensionamento.

De salientar que, para os valores das armaduras, foi sempre verificado que estes se encontravam entre o valor mínimo e máximo estipulado pelo Eurocodigo 2 [25], no seu capítulo 9.2.1.1, em que se estipula que o valor mínimo de armadura corresponde:

$$A_{s,\min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \quad \text{mas não inferior a } 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

Em que f_{ctm} é o valor médio da tensão de rotura à tracção simples, d é a altura útil da laje de betão e b_t representa a largura média da zona traccionada.

No caso da armadura máxima, o limite imposto pelas normas é que a área de armadura não pode ser superior a 4% da área de betão da secção.

Dado que a distância entre as vigas metálicas e os bordos da laje de betão é de apenas 2,0m, admitiu-se dar continuidade da armadura desde a zona da viga metálica até o bordo. Devido a tal, na Tabela 8 não aparece valor de armadura nas zonas de bordo nos cortes.

	x	M ^{sd}	M ^{sd}	h	d	As - inf	As - sup
	(m)	(KN.m)	(KN.m)	(m)	(m)		
Corte 1	2,00	80,78	-124,11	0,30	0,27	$\phi 12//.10$	$\phi 16//.15$
	4,18	206,71	-7,37	0,30	0,27	$\phi 16//.10$	$\phi 12//.30$
	5,42	207,56	-6,74	0,30	0,27	$\phi 16//.10$	$\phi 12//.30$
	7,60	80,19	-124,13	0,30	0,27	$\phi 12//.10$	$\phi 16//.15$
Corte 2	2,00	-35,38	-107,81	0,30	0,27	$\phi 12//.25$	$\phi 12//.20$
	4,18	96,87	-8,05	0,30	0,27	$\phi 16//.20$	$\phi 12//.30$
	5,42	96,86	-8,04	0,30	0,27	$\phi 16//.20$	$\phi 12//.30$
	7,60	-35,38	-107,58	0,30	0,27	$\phi 12//.25$	$\phi 12//.20$
Corte 3	2,00	-29,81	-106,39	0,30	0,27	$\phi 12//.25$	$\phi 12//.20$
	4,18	95,83	-8,63	0,30	0,27	$\phi 16//.20$	$\phi 12//.30$
	5,42	95,84	-8,62	0,30	0,27	$\phi 16//.20$	$\phi 12//.30$
	7,60	-29,81	-106,35	0,30	0,27	$\phi 12//.25$	$\phi 12//.20$
Corte 4	2,00	-70,76	-170,85	0,30	0,27	$\phi 12//.25$	$\phi 16//.15$
	4,18	101,84	-2,85	0,30	0,27	$\phi 16//.20$	$\phi 12//.30$
	5,42	101,78	-2,89	0,30	0,27	$\phi 16//.20$	$\phi 12//.30$
	7,60	-70,76	-170,85	0,30	0,27	$\phi 12//.25$	$\phi 16//.15$
Corte 5	2,00	-35,78	-106,05	0,30	0,27	$\phi 12//.25$	$\phi 12//.20$
	4,18	96,15	-8,62	0,30	0,27	$\phi 16//.20$	$\phi 12//.30$
	5,42	96,12	-8,62	0,30	0,27	$\phi 16//.20$	$\phi 12//.30$
	7,60	-35,78	-106,09	0,30	0,27	$\phi 12//.25$	$\phi 12//.20$
Corte 6	2,00	45,27	-143,10	0,30	0,27	$\phi 12//.25$	$\phi 16//.15$
	4,18	205,45	-7,37	0,30	0,27	$\phi 16//.10$	$\phi 12//.30$
	5,42	206,19	-6,97	0,30	0,27	$\phi 16//.10$	$\phi 12//.30$
	7,60	45,77	-143,08	0,30	0,27	$\phi 12//.25$	$\phi 16//.15$

Tabela 8 - Valores de cálculo e armadura transversal da laje do tabuleiro.

8.6.2 Armadura longitudinal

No cálculo da armadura longitudinal, foi utilizado o modelo de elementos finitos estabelecido inicialmente. Este modelo, leva em consideração a secção mista, composta pela

laje de betão e a secção da viga metálica. Com este modelo foi possível extrair os valores de momentos existentes nas secções críticas, como se apresentam na Tabela 9.

Com a obtenção destes momentos, e conhecendo a secção existente, podemos calcular a armadura necessária para resistir a esses esforços com a aplicação do estipulado no Eurocódigo 2 [25]. As fórmulas aplicadas são semelhantes às utilizadas para a armadura transversal e apresentam-se de seguida.

$$\mu = \frac{M_{rd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$
$$\omega = 0,973 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2,056 \cdot \mu}\right)$$
$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

Em que M_{rd} é momento flector de cálculo, b a largura da secção, que no caso em estudo admitiu-se um valor de armadura por metro, d a altura útil da laje de betão, f_{cd} o valor da resistência de cálculo do betão, que no caso em estudo será um betão da classe C35/45, e f_{yd} o valor da resistência de cálculo do aço das vigas metálicas, que como já foi mencionado será da classe S355.

Para este cálculo da armadura, foi estabelecido que o valor da armadura a aplicar em cada secção iria ser igual ao momento máximo nessa mesma secção. Deste modo estaríamos pelo lado da segurança. Também foi estipulado que o espaçamento entre as armaduras teria de ser sempre de 10cm, de forma a criar uma malha de armadura regular. Outro ponto também tido em conta por aspectos construtivos, foi estabelecer que a armadura a aplicar no meio dos dois vãos iria ser igual, pelo que a armadura será aquela que tenha dado um valor superior, que como se mostra na Tabela 9, será a do vão maior (33 metros).

	Msd (KN.m)	h (m)	d (m)	As (cm ²)	A_{s,min} (cm ²)	A_{s,final} (cm ²)	As
Encontro 1	-182,46 41,90	0,30 0,30	0,26 0,26	17,24 3,76	4,33 4,33	17,24 4,33	$\phi 16//.20 + \phi 12//.20$ $\phi 12//.10$
Vão 33m	0,00 229,13	0,30 0,30	0,26 0,26	0,00 22,07	4,33 4,33	4,33 22,07	$\phi 12//.10$ $\phi 16//.075$
Apoio	-212,55 0,00	0,30 0,30	0,26 0,26	20,33 0,00	4,33 4,33	20,33 4,33	$\phi 16//.10$ $\phi 12//.10$
Vão 27m	0,00 149,40	0,30 0,30	0,26 0,26	0,00 13,93	4,33 4,33	4,33 13,93	$\phi 12//.10$ $\phi 16//.075$
Encontro 2	-146,48 41,48	0,30 0,30	0,26 0,26	13,65 3,72	4,33 4,33	13,65 4,33	$\phi 16//.20 + \phi 12//.20$ $\phi 12//.10$

Tabela 9 - Valores de cálculo e armadura longitudinal da laje do tabuleiro.

8.7 Estados limites de serviço

Na análise dos estados limites de serviço, o Eurocódigo 4 [33], na secção 7, remete-nos ao estudo destes estados no estipulado pelo Eurocódigo 2 [25], respeitante às secções de betão armado, ou seja, da laje do tabuleiro.

Para verificar os estados limites de serviço na laje, tivemos em atenção o capítulo 7.1 do Eurocódigo 2 [25], juntamente com o estipulado no Eurocódigo 4 – Parte 2 [32], onde se referem os estados limites correntes que temos de verificar:

- Limitação das tensões;
- Controlo da fendilhação;
- Controlo das deformações;

Dentro da **limitação das tensões**, tivemos de verificar três características essenciais no respeitante à laje de betão. Uma delas é a possível existência de fendas longitudinais quando o nível de tensões excede um valor crítico. Estas tensões devem ser limitadas a um valor que corresponde à tensão de compressão de $0,60 \cdot f_{ck}$.

Outro aspecto é verificar se a fluência é linear ou não linear. Para isto temos de determinar se a tensão no betão para as acções quase-permanentes excede o valor $0,45 \cdot f_{ck}$.

Por último, temos de considerar que um nível de fendilhação ou de deformação inaceitável pode ser evitado se, sob a combinação característica de acções, a tensão de tracção na armadura não excede $0,80 \cdot f_{yk}$. Esta análise encontra-se quantificada no Anexo - A.

No caso da estrutura metálica, devemos então seguir o estipulado no Eurocódigo 3 – Parte 2 [44], em que se estipula que as tensões de cálculo, tanto normal como tangencial, resultante da combinação características de acções, devem ser limitadas a:

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,Ser}}$$

$$\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,Ser}}$$

$$\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed,ser}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,Ser}}$$

Admitindo para o cálculo, um valor para o coeficiente de segurança $\gamma_{M,Ser}$ de 1.0, tal como se indica no Eurocódigo 3 – Parte 2 [44], no capítulo 7.3. Por conseguinte foi utilizado o

programa de elementos finitos para extrair os valores de tensões normais e tangenciais. De modo a simplificar os cálculos, foi determinado o valor máximo de cada uma delas, dado que, se nesta combinação verifica as condições descritas, irá verificar para cada um dos elementos da estrutura.

$$\text{Verificação 1:} \quad 311115,8 \leq \frac{355000}{1,0}$$

$$\text{Verificação 2:} \quad 70723,4 \leq \frac{355000}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 204959,3$$

$$\text{Verificação 3:} \quad \sqrt{311115,8^2 + 3 \cdot 70723,4^2} = 334362,7 \leq \frac{355000}{1,0}$$

Para o caso do **controlo da fendilhação**, procedemos como estipulado no capítulo 7.3.3 do Eurocódigo 2 [25], em que limitamos o diâmetro e o espaçamento entre os varões, de modo a satisfazer as exigências impostas. Deste modo, usamos a seguinte fórmula para o cálculo do valor do diâmetro máximo dos varões:

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \left(\frac{f_{ct,eff}}{2,9} \right) \cdot \frac{k_c \cdot h_{cr}}{2 \cdot (h - d)}$$

Em que:

ϕ_s - Diâmetro modificado máximo dos varões;

ϕ_s^* - Diâmetro máximo indicado no Tabela 10;

k_c - Coeficiente que o Eurocódigo 2 [25] recomenda ser igual a 0,4;

h e d - Altura total da secção e útil ao centro de gravidade das armaduras.

Tensão no aço (MPa)	Diâmetro máximo dos varões (mm)		
	$w_k=0,4\text{mm}$	$w_k=0,3\text{mm}$	$w_k=0,2\text{mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Tabela 10 – Diâmetros máximos dos varões ϕ_s^* para controlo da fendilhação. [33]

De salientar que os valores de W_k correspondem aos valores máximos da abertura de fendas recomendado pelo Eurocódigo 2 [25], no seu quadro 7.1N e que varia consoante a classe de exposição do betão utilizado.

Verificámos então que todos os varões utilizados nas secções correspondiam a valores inferiores ao máximo estipulado pela fórmula anterior.

Na análise do **controlo das deformações**, devemos comparar a flecha máxima estipulada pelas normas, com a flecha presente na nossa estrutura. Para isto, foi necessário estipular o valor da flecha máxima admitida. Para o caso de estruturas de obras de arte, admitimos como valor máximo uma flecha de $L/500$, recomendada por Martínez [7] para pontes que disponham de contra-flecha de fabrico, que no nosso caso de estudo corresponde a 0,066m para o vão maior (33 metros) e de 0,054m para o vão menor (27 metros).

Para esta análise, o Eurocódigo 4 – Parte 2 [32] remete o cálculo para o Eurocódigo 3 – Parte 2 [44], onde se estipula que esta deve ser efectuada usando uma análise elástica de acordo com a secção 5 do mesmo documento.

Desta forma, aquando a sua realização, determinamos que dada a deformação na estrutura ser superior ao limite imposto, vamos ter de aplicar uma contra-flecha de fabrico, de modo a diminuir a deformação final da estrutura. Esta contra-flecha deve ser calculada com base na flecha provocada pelas cargas permanentes, sendo que não pode superar o dito valor. Estes valores e a determinação da contra-flecha encontram-se no Anexo - A, sendo que a geometria de fabrico encontra-se nas peças desenhadas.

8.8 Análise dos modos de vibração da estrutura

Para a análise dos modos de vibração da estrutura, como já foi dito anteriormente, foi realizada uma abordagem com base nos espectros de respostas dados pelo RSA [42]. Estes espectros foram inseridos no programa de cálculo, sendo depois seleccionados os “*mass source*”, admitindo as cargas de peso próprio e as cargas permanentes aplicadas na ponte.

Com esta abordagem obtivemos os valores correspondentes para o período, a frequência de cada um dos modos de vibração e o correspondente tipo, que se apresentam na Tabela 11. Foi analisado o tipo de vibração, de modo a comparar com possíveis limites horizontais e verticais presentes nas normas.

Modo	Período (seg)	Frequência (Hz)	Tipo
1	0,805	1,243	Horizontal
2	0,772	1,295	Vertical
3	0,571	1,752	Torção
4	0,425	2,353	Vertical
5	0,415	2,410	Torção
6	0,322	3,110	Torção
7	0,227	4,404	Vertical
8	0,206	4,846	Torção
9	0,164	6,110	Vertical
10	0,160	6,236	Torção
11	0,154	6,450	Torção/Horizontal
12	0,142	7,046	Vertical

Tabela 11 – Frequências e períodos para os modos de vibração da estrutura.

Após analisarmos as normas em vigor, nomeadamente o Eurocódigo 4 – Parte 2 [32], somos remetidos para outras normas, como por exemplo, o Eurocódigo “0” [45], o Eurocódigo 1 – Parte 2 [46] e o Eurocódigo 3 – Parte 2 [44]. Depois de analisar estas normas, concluiu-se que nelas não se apresentam limites ou valores recomendados para as frequências da estrutura, tanto horizontal como vertical.

Com os valores determinados para a frequência do primeiro modo de vibração, ou seja, 1,243Hz, verificamos a validade do processo simplificado que determina a aplicação das cargas de vento através de cargas estáticas de acordo com o capítulo V do RSA [42].

Uma vez que não temos normas específicas que rejam os valores das frequências naturais da estrutura, devemos analisar os modos de vibração de modo empírico por outras publicações. Entre elas, encontramos a publicação realizada por Das *et al* [47], ou a publicação de Bachmann [48], ou mesmo a publicação já referida de Collings [1]. Todos estes documentos baseiam-se na hipótese de determinar a frequência natural f_n da estrutura a partir da deformação existente quando submetida a acções permanentes δ .

Este cálculo da frequência natural efectua-se com a aplicação de fórmulas empíricas como por exemplo [1]:

$$f_n = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \left(\frac{9.81}{\delta} \right)^{0.5}$$

Assim, o valor estimado empiricamente para a frequência natural é de 1,41Hz, valor que se encontra próximo ao valor da frequência do primeiro modo de vibração.

Dado que a ponte está configurada para a possibilidade de transitar peões, podemos realizar também uma análise dos limites impostos pelo Eurocódigo 1 – Parte 2 [46] para pontes pedonais. Estes limites estão relacionados com a frequência provocada pelos peões na estrutura, pelo que interessa que as frequências naturais dela não se encontrem dentro destes intervalos.

Os valores encontram-se estabelecidos para os diferentes tipos de vibrações provocados por uma pessoa singular, sendo que para a direcção vertical dá um intervalo entre 1Hz e 3Hz, e para a direcção horizontal estabelece entre 0,5Hz e 1,5Hz. Dado que estes valores são muito abrangentes, estudos mais aprofundados [49] referem que *“a frequência típica do andar é cerca de dois passos por segundo, o que equivale a uma frequência vertical de 2Hz. No entanto esta varia consoante a velocidade do andar, adquirindo por norma um valor entre 1,4 e 1,7 Hz (...) A força lateral aplicada à ponte por uma pessoa que sobre ela caminha está associada uma frequência que é cerca de metade da correspondente à da acção vertical, ou seja, à frequência horizontal corresponde um valor entre 0,7 e 1,2Hz.”* Desta forma podemos concluir que os nossos valores encontram-se fora dos limites para os peões, ou seja, correctos esta estrutura.

Podemos ainda analisar os valores dados pelo Eurocódigo 1 – Parte 2 [46] das frequências provocadas pela circulação de um grupo de atletas. A norma atribui uma frequência de 3Hz para esta situação, observando os modos de vibração da estrutura, vemos que os valores

mais próximos dos 3Hz são: 2,410Hz inferiormente e 3,110Hz superiormente, pelo que o valor encontra-se relativamente distante dos valores determinados para a estrutura.

8.9 Análise da fase de construção

Um aspecto importante a ter em conta na análise do projecto é as suas fases construtivas. Uma vez que estamos perante uma estrutura mista, devemos analisar as secções segundo a sua variação ao longo do tempo. Este estudo deve ter em conta as diversas fases que possam existir na sua construção e analisar que partes do material estão a oferecer resistência às cargas aplicadas.

No nosso caso de estudo, é fácil determinar que vai existir uma fase em que a parte da estrutura realizada em aço se encontra na sua posição final, enquanto é betonada a laje do tabuleiro. Assim sendo, é necessário analisar a nossa estrutura numa fase em que a única secção que oferece resistência é a estrutura metálica. Nesta situação, as cargas aplicadas na estrutura são as normais de peso próprio, incluindo o peso próprio da laje de betão, que não oferece qualquer resistência, visto o betão não ter alcançado a sua presa. Ao modelo, podem também ser adicionadas possíveis cargas de cofragens, dependendo do tipo a utilizar.

Deste modo, recorreu-se ao programa de elementos finitos, utilizados para a modelação da estrutura. Assim sendo, realizou-se um novo modelo, tendo em conta apenas a estrutura metálica, como se pode observar na Fig. 44.

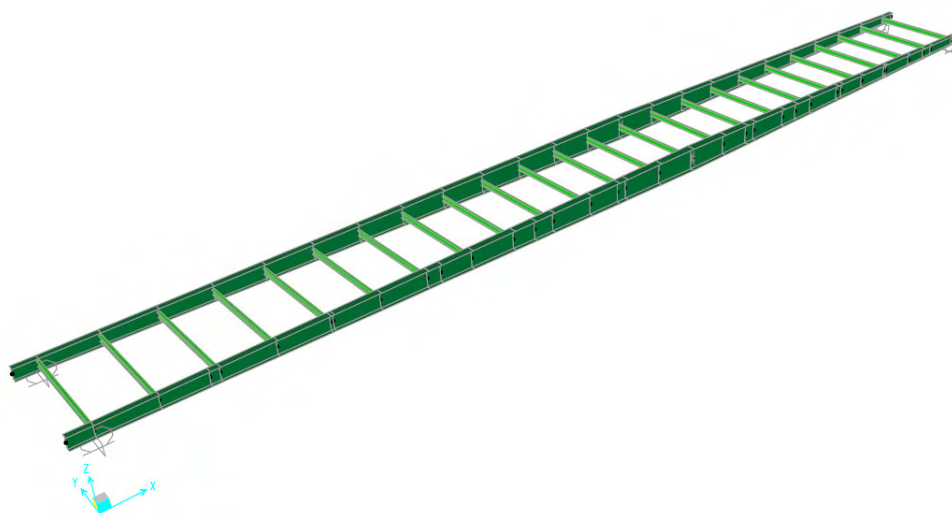


Fig. 44 – Modelo da estrutura metálica em fase de construção

Dado que as normas em vigor possuem pouca informação relativamente a este tipo de análise, adoptou-se os critérios para o efeito recomendados por Martínez [7]. Neles indicam-se que os aspectos mais relevantes de controlar na fase de execução da obra serão aqueles

relacionados com os estados limites último, sendo que devem ser também controlados os movimentos, de modo a validar a correcta geometria da contra-flecha.

Inicialmente analisamos os aspectos relacionados com os estados limites últimos, como se apresentam na Tabela 13, onde verificamos que todas as secções se encontravam conforme as exigências.

Posteriormente, verificamos o estado limite de serviço relacionado com as deformações. Assim, foram estudadas as deformações provocadas na estrutura sob as cargas de construção, descontando destas a contra-flecha de fabrico definida. Este valor foi avaliado, de modo a verificar se se encontrava abaixo do máximo admitido $L/500$. Desta forma obtivemos os valores apresentados na Tabela 12.

x (m)	δ_{FC} (mm)	Contra- flecha (mm)	δ_{Final} (mm)	δ_{Max} (mm)	Verif.
0,0	18,0	-15,7	2,3	66	ok
1,0	0,0	0,0	0,0	66	ok
5,5	-73,7	70,4	-3,3	66	ok
11,0	-114,1	116,7	2,6	66	ok
16,5	-102,9	111,9	9,0	66	ok
22,0	-63,2	76,9	13,7	66	ok
27,5	-20,9	33,1	12,2	66	ok
33,0	0,0	0,0	0,0	66	ok
37,5	-9,8	2,2	-7,6	54	ok
42,0	-28,7	7,8	-20,9	54	ok
46,5	-46,1	21,3	-24,8	54	ok
51,0	-50,4	28,1	-22,3	54	ok
55,5	-31,5	18,5	-13,0	54	ok
59,0	0,0	0,0	0,0	54	ok
60,0	9,6	-5,1	4,5	54	ok

Tabela 12 – Verificação das deformações em fase de construção.

x (m)	Vsd (kN)	Mrd (kN.m)	h (m)	b (m)	t _w (m)	t _f (m)	A _{vz} (m ²)	W _{pl,y} (m ³)	M _{c,Rd} (kN.m)	Verif.	V _{pl,Rd} (kN)	Verif.	Interc.?
0,0	0,0	0,0	0,600	0,3	0,015	0,04	0,008	0,0077	2745,6	ok	1598,7	ok	Não
1,0	46,9	-23,5	0,600	0,3	0,015	0,04	0,008	0,0077	2745,6	ok	1598,7	ok	Não
5,5	-399,3	1105,2	0,620	0,3	0,015	0,04	0,008	0,0081	2859,0	ok	1660,2	ok	Não
11,0	36,3	2755,4	0,681	0,4	0,015	0,05	0,009	0,0139	4929,5	ok	1786,2	ok	Não
16,5	232,5	2219,3	0,782	0,4	0,015	0,05	0,010	0,0164	5811,9	ok	2095,2	ok	Não
22,0	504,9	193,4	0,923	0,4	0,015	0,05	0,012	0,0200	7100,0	ok	2530,2	ok	Não
27,5	780,8	-3341,6	1,104	0,5	0,015	0,05	0,015	0,0301	10696,2	ok	3086,7	ok	Não
33,0	1060,3	-8405,5	1,300	0,5	0,015	0,05	0,018	0,0367	13010,8	ok	3689,3	ok	Não
37,5	727,3	-3461,2	1,108	0,5	0,015	0,05	0,015	0,0303	10742,4	ok	3099,0	ok	Não
42,0	-405,8	163,3	0,908	0,4	0,015	0,05	0,012	0,0196	6960,9	ok	2484,1	ok	Não
46,5	-182,5	1487,1	0,783	0,4	0,015	0,05	0,010	0,0164	5825,3	ok	2099,8	ok	Não
51,0	36,5	1814,4	0,681	0,4	0,015	0,05	0,009	0,0139	4929,5	ok	1786,2	ok	Não
55,5	253,9	1157,9	0,620	0,3	0,015	0,04	0,008	0,0081	2859,0	ok	1660,2	ok	Não
59,0	420,3	-23,5	0,600	0,3	0,015	0,04	0,008	0,0077	2745,6	ok	1598,7	ok	Não
60,0	0,0	0,0	0,600	0,3	0,015	0,04	0,008	0,0077	2745,6	ok	1598,7	ok	Não

h	Altura do perfil;	A _{vz}	Área de corte na direcção z;	M _{c,Rd}	Valor de cálculo do Momento resistente;
b	Largura do perfil;			V _{pl,Rd}	Valor de cálculo do esforço transverso
t _w	Espessura da alma;	W _{pl,y}	Módulo plástico de flexão em		resistente;
t _f	Espessura dos banzos;		torno de y;	Interc.?	Verificação da interacção de esforço.

Tabela 13 – Verificação da resistência da estrutura em fase de construção.

8.10 Aparelhos de apoio

No que concerne ao dimensionamento dos aparelhos de apoio, visto não existirem normas que regulem o seu comportamento, tivemos de analisar bibliografia existente relacionada com a matéria. Entre ela encontramos estudos realizados por Deneuille [50] ou por Arenas [51], que caracterizam o comportamento destes elementos, apresentando fórmulas expeditas para o seu dimensionamento e verificação.

No que se refere ao dimensionamento, devemos optar por aparelhos de apoio que nos ofereçam grande liberdade de rotação, já que as rotações obtidas são elevadas. Para o cálculo das dimensões dos aparelhos, visto não possuímos dimensões dos encontros, nem do pilar de apoio, devemos ter em atenção que os valores são meramente indicativos, podendo sofrer alterações dependendo da dimensão de ditos elementos.

Assim, o dimensionamento é realizado com a aplicação de tabelas, tendo em conta algumas hipóteses para a sua aplicação [51], como por exemplo:

- A compressão no betão terá de ser $\sigma_c \leq 20MPa$;
- A compressão sobre o elastómero terá de ser $\sigma_N \leq 25MPa$;
- A compressão sobre o *teflon* terá de ser $\sigma_t \leq 30MPa$;
- A rotação do apoio tem de estar no intervalo de $0,01 \leq \varphi \leq 0,04 rad$;

Para este cálculo devemos então relacionar a força máxima vertical absorvida pelo aparelho de apoio V com a força máxima horizontal H , sendo que estes valores terão de estar compreendidos dentro dos seguintes intervalos:

$$\begin{cases} se & V \leq 500t & H \leq 0,10 \cdot V \\ se & V > 500t & H \approx 0,05 \cdot V \end{cases}$$

Assim, caso a força horizontal não esteja dentro do intervalo estabelecido, devemos aumentar o valor da força vertical de cálculo de modo a que a força horizontal verifique a condição correspondente.

Com isto aplicamos a Tabela 14 para o dimensionamento dos aparelhos de apoio.

	V	B ₁	B	BH	Neoprene confinado	
					d	h
	(t)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
A ₁	100	42	32	9,4	23	1,6
	200	53	42	10,5	32	2,2
	300	60	50	11,8	39	2,6
	400	67	57	13,1	45	3,0
	500	74	64	14,0	51	3,4
	600	78	68	14,6	55	3,7
	800	89	79	15,5	64	4,3
	1000	98	88	16,0	72	4,8
	1500	116	107	17,8	88	5,9
	2000	131	122	19,7	101	6,8
A ₂	2600	147	138	22,6	115	7,7
	3000	158	149	24,1	124	8,3
	3500	169	161	24,8	134	9,0
	4000	180	172	26,7	143	9,6
	4500	190	183	27,3	152	10,2
	5000	199	192	27,8	160	10,7

Tabela 14 – Verificação das deformações em fase de construção.

Os valores de cada uma das variáveis representadas na tabela encontram-se identificados na Fig. 45. Para o caso de estudo, o dimensionamento foi realizado tendo em conta apoios unidireccionais nos encontros, ou seja, admitem translações no sentido longitudinal apenas, e apoios fixos no apoio central.

Tendo em conta estes aspectos, encontram-se expressos nas tabelas os apoios a colocar nos encontros (A₁), e os apoios a colocar no apoio central (A₂).

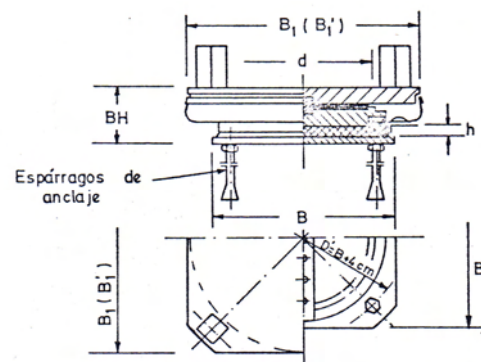


Fig. 45 – Esquema das dimensões do aparelho de apoio em neoprene confinado [51].

8.11 Esforços a considerar no dimensionamento do pilar e dos encontros.

Embora não seja objecto deste trabalho o dimensionamento do apoio e dos encontros, indicam-se de seguida, na Tabela 15, os esforços a que estão sujeitos:

	X (m)		F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kN.m)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)
Encontro 1	2,00	Mín	0,0	-415,9	574,9	11,6	0,0	82,5
		Máx	0,0	411,4	2127,4	-11,6	0,0	-83,9
	7,60	Mín	0,0	416,8	574,9	-11,6	0,0	-82,5
		Máx	0,0	416,8	2128,1	11,6	0,0	83,9
Apoio	2,00	Mín	-445,9	-1237,6	2282,1	-8,7	0,0	0,0
		Máx	405,0	1262,2	5082,7	8,4	0,0	0,0
	7,60	Mín	-423,1	-1262,0	2282,0	-8,3	0,0	0,0
		Máx	425,7	1237,3	5082,7	8,7	0,0	0,0
Encontro 2	2,00	Mín	0,0	-379,8	301,0	-11,9	0,0	-74,2
		Máx	0,0	375,0	1740,4	11,8	0,0	76,1
	7,60	Mín	0,0	-375,4	301,0	-11,8	0,0	76,1
		Máx	0,0	379,1	1739,3	11,9	0,0	74,2

x	Direcção longitudinal da ponte
y	Direcção transversal da ponte
z	Direcção perpendicular à laje da ponte

Tabela 15 – Esforços para o dimensionamento dos encontro e do apoio central.

Estes valores foram obtidos através da envolvente de esforços na estrutura, de modo a obter o valor máximo e mínimo para cada um deles. Dado que a estrutura prevê dois pontos de apoio para cada uma das situações (encontro 1 e 2, e apoio central), apresentam-se as coordenadas em relação à secção transversal. Estes pontos podem ser visualizados nas peças desenhadas no Anexo B.

8.12 Modelação final do projecto

Consoante as modificações feitas ao longo do projecto, foi sendo adaptado o modelo realizado no programa de cálculo em elementos finitos. Isto foi realizado tendo em vista a optimização dos cálculos e apresentar um comportamento final próximo daquele que é esperado na realidade.

Deste modo, foram modificadas as vigas longitudinais adaptando-as as novas dimensões, variando a sua inércia longitudinalmente de forma parabólica (Fig. 46). Esta variação de inércia seguiu as equações que se descrevem de seguida para cada um dos vãos, tendo em conta o ponto de origem que se apresenta na Fig. 46.

- Vão 1: $y = -6,189 \cdot 10^{-4} \cdot x^2 - 7,879 \cdot 10^{-4} \cdot x + 0,7$
- Vão 2: $y = -9,163 \cdot 10^{-4} \cdot x^2 + 0,111 \cdot x - 2,670$

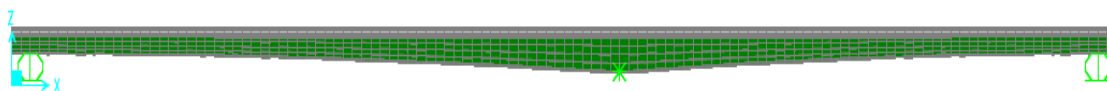


Fig. 46 – Modelo final com inércia variável nas vigas longitudinais.

Seguindo esta mesma linha, foram também alterados os perfis dos contraventamentos para IPE270, e colocados na sua posição no que se refere à sua separação ao longo da estrutura Fig. 47. Foram também introduzidos os novos valores para a rigidez axial e de corte dos conectores, e a sua disposição ao longo da geometria da peça.

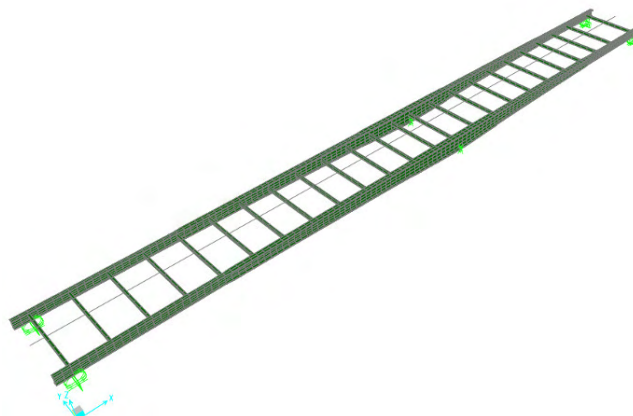


Fig. 47 – Modelo final dos contraventamentos ao longo das vigas longitudinais.

Foi também aceite a geometria da laje do tabuleiro de acordo com os cálculos. De salientar que todo o dimensionamento e verificações dos estados limites último e de serviço foram realizados com base no modelo final. Estes cálculos foram abordados, na sua maioria, com o auxílio de folhas de calculo realizadas especificamente para as análises em causa.

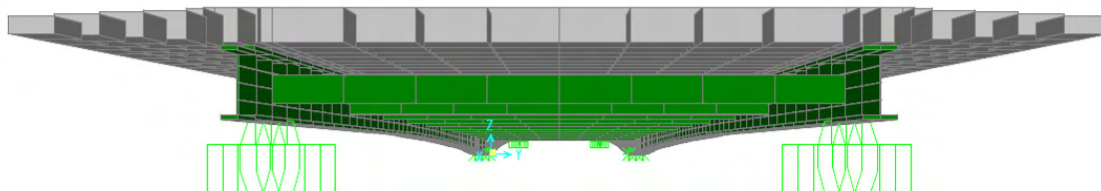


Fig. 48 – Modelo final da laje do tabuleiro com a estrutura metálica.

Desta forma apresentam-se as figuras relacionadas com este modelo final, e que se encontram com maior pormenor no Anexo – A.

9 Conclusão

Um dos grandes objetivos desta dissertação era o de aumentar os conhecimentos dentro da área de estruturas de obras-de-arte e da conjugação de diversos materiais. Neste aspecto, o objectivo foi em grandemente ultrapassado.

Foram abordados os principais tópicos do dimensionamento deste tipo de estrutura e, dentro da investigação realizada, foram adquiridos conhecimentos e experiências que podem ser úteis para desenvolvimentos futuros.

Sendo um documento de consulta livre para outras pessoas, será importante poder prestar as bases de conhecimento e a metodologia, para a abordagem de projectos dentro de esta área.

No que concerne ao projecto realizado no âmbito do caso de estudo, um dos pontos fulcrais do estudo era o de uma nova abordagem à estrutura em causa. Esta abordagem visava uma diferente aplicação do material, de forma a diminuir a sua quantidade, otimizando-o. Analisando os resultados obtidos, pode-se concluir que este objectivo foi conseguido.

Dentro das análises realizadas, encontraram-se alguns obstáculos na verificação do comportamento dinâmico da estrutura, visto que as normas em vigor, nomeadamente os Eurocódigo, não ofereciam limites rígidos para este comportamento no que se refere a pontes rodoviárias. Este inconveniente, apesar de resolvido com bibliografia dedicada, deverá ser um obstáculo para muitos outros projectos, pelo que será necessário criar estudos dentro de esta área, no que se refere a normas e exigências regulamentares, que possibilitem uma melhor verificação do comportamento das estruturas.

Dentro deste mesmo tópico, poderia ser vantajoso para o estudo em causa, criar modelos especiais dedicados à análise dinâmica da estrutura, aspecto que não foi possível, mas que poderá ser positivo desenvolver futuramente, de forma a comparar os resultados obtidos no modelo por elementos finitos com modelos especiais criados especificamente para esta análise.

Outro aspecto que impediu um melhor estudo da estrutura, foi a impossibilidade do programa de cálculo utilizado fazer uma análise não linear de elementos de casca.

Dado que esta dissertação visava a análise da estrutura mista, foi colocado de parte o dimensionamento de elementos realizados apenas em betão armado, pelo que seria interessante, futuramente, realizar este dimensionamento.

Referências Bibliográficas

- [1] D. Collings, *Steel-Concrete composite Bridges*, London: ThomasTelford Publishing, 2005.
- [2] J. Martinez, *Estructuras Mixtas, Teoría y Práctica*, Madrid: Instituto Eduardo Torroja, 1966.
- [3] R.A.D. Simões, *Apontamentos da cadeira de Estruturas Metálicas II - Parte II: Estruturas Mistas*, Coimbra: DEC - FCTUC, 2008.
- [4] R. Argüelles, *La estructura Metálica hoy: Teoría y Práctica - Tomo 1º Volumen 1º*, Madrid: Librería Técnica Bellisco, 1970.
- [5] P. Bourrier e J. Brozzetti, *Construction métallique et mixte acier-béton*, Paris: Éditions Eyrolles, 1996.
- [6] TAL PROJECTO - Projectos, Estudos e Serviços de Engenharia, Lda., *Substituição da ponte sobre a Ribeira de Muge na E.N. 118*, 2004.
- [7] J. Martínez e J. Ortiz, *Construcción Mixta Hormigón-Acero*, Madrid: Editorial Rueda, 1978.
- [8] J. Bernabéu, *Evolución tipológicas y estética de los puentes mixtos en Europa*, Madrid: Tese Doutoral, 2004.
- [9] J. Bernabéu, *Precedentes históricos de colaboración entre acero y hormigón en la construcción de puentes*, Cádiz: Arquitectos de Cádiz, 2005.
- [10] M. Aguiló, "Cien años de diseño de Puentes," *Revista de Obras Públicas*, 2003.
- [11] J.M. Meadway, *Evaluation of current deck design practices*, Morgantown: Tese de Mestrado, 2008.
- [12] Arcelor Sections Commercial, *Bridges with rolled sections*, 2005.
- [13] S. Chatterjee, *The design of modern steel bridges*, Oxford: Blackwell Publishing, 2003.
- [14] CEN, *Eurocode 3 - Design of steel structures, Parte 1-12: Additional rules for the extension of EN 1993 up to steel grades S700*, Brussels: European Committee for Standardization, 2004.
- [15] M. Fisher, "Aço Corten - Propriedades e Aplicações," *Revista da Assoc. Portuguesa de Construção Metálica e Mista*, Nov. 2005.
- [16] C. Dolling e R. Hudson, *Weathering Steel Bridges*, Journal of Bridge Engineering, 2003.
- [17] C. MacDougall, R.G. Driver, e G.Y. Grondin, *A State-of-the-Art Review of High Performance Steel for Bridge Design*, Ministry of Transportation Québec: 11th Colloquium on the Advancement of Research, 2004.
- [18] C. Miki, K. Homma, e T. Tominaga, *High strength and high performance steels and their use in bridge structures*, Journal of Constructional Steel Research, 2002.
- [19] H. Chen, G.Y. Grondin, e R.G. Driver, *Fatigue Properties of High Performance Steel*, Toronto: 1st International Conference on Fatigue Damage of Materials, 2003.
- [20] T.J. MacGinley, *Steel Structures: Practical Design Studies*, Londres: E&FN Spon, 1981.

- [21] W. Pfeil e M. Pfeil, *Estruturas de aço. Dimensionamento prático*, Rio de Janeiro: Livros Técnicos e científicos Editora, 2000.
- [22] L. Dias, *Estruturas de Aço – Conceito, técnicas e linguagem*, Rio de Janeiro: Zigurate Editora, 2000.
- [23] A. Lagler, *Acabado de Polisiloxano, un Paso Demasiado Lejos?*, PetroQuimex – La revista de la Industria Petrolera, 2007.
- [24] Hempel, *Press release*, 2007.
- [25] CEN, *Eurocode 2 – Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings*, Brussels: European Committee for Standardization, 2004.
- [26] I. Valente e P.J.S. Cruz, *A utilização de betões leves em vigas mistas aço-betão*, Lisboa: 4ª Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, 2006.
- [27] A.F.G. Daly, *Use of LWAC in Bridges*, Norway: Second International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete, 2000.
- [28] A.J. Reis, *Pontes mistas: Desenvolvimento e projectos recentes*, Lisboa: Actas do V Congresso de Construção Metálica e Mista, 2005.
- [29] D.C. Iles, *Design guide for ladder deck bridges*, Ascot: The Steel Construction Institute, 2006.
- [30] A.C. Aparício e J. Casas, *Apuntes de la asignatura de Puentes – Tomo II*, Barcelona: Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona, 2007.
- [31] M.C. Ferraz, *Um modelo de análise para o estudo de pontes como estruturas evolutivas*, Porto: Tese de Mestrado em Estruturas, 2001.
- [32] CEN, *Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures, Parte 2: General rules and rules for bridges*, Brussels: European Committee for Standardization, 2005.
- [33] CEN, *Eurocode 4 – Design of composite steel and concrete structures*, Brussels: European Committee for Standardization, 2004.
- [34] CEN, *Eurocode 3 – Design of steel structures*, Brussels: European Committee for Standardization, 2005.
- [35] REBAP, *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*, Imprensa da Casa da Moeda.
- [36] CEN, *Eurocode 3 - Design of steel structures, Parte 1-10: Material toughness and through-thickness properties*, Brussels: European Committee for Standardization, 2003.
- [37] CEN, *Eurocode 1 - Bases of design and Actions on Structures*, Brussels: European Committee for Standardization, 2002.
- [38] Instituto Português da Qualidade, *NP-EN 10025: Produtos laminados a quente de aços de construção, Parte 2: Condições técnicas de fornecimento para aços não ligados*, Caparica: 2007.
- [39] ISO 8501, *Preparation of steel substrates before application of paints and related products - Visual assessment of surface cleanliness, Parte 1 - Rust grades and preparation grades*, International Organization for Standardization.

- [40] ISO 12944, *Paints and varnishes - Corrosion protection of steel structures by protective paint systems, Parte 7 - Execution and supervision of paint work*, International Organization for Standardization.
- [41] Hempel, *Presentation: Overview - Bridges Infrastructure*, <http://www.convinceclient.dk/hempelAS3/>.
- [42] RSA, *Regulamento de Segurança e Acções para Edifícios e Pontes*, Imprensa da Casa da Moeda, 1983.
- [43] CEN, *Eurocode 3 - Design of steel structures, Parte 1-8: Design of joints*, Brussels: European Committee for Standardization, 2005.
- [44] CEN, *Eurocode 3 - Design of steel structures, Parte 2: Steel bridges*, Brussels: European Committee for Standardization, 2006.
- [45] CEN, *Eurocode - Basis of structural design*, Brussels: European Committee for Standardization, 1990.
- [46] CEN, *Eurocode 1: Actions on structures, Parte 2: Traffic loads for bridges*, Brussels: European Committee for Standardization, 1991.
- [47] P.C. Das, D.M. Frangopol, e A.S. Nowak, *Current and future trends in bridge design, construction and maintenance*, Thomas Telford, 1999.
- [48] H. Bachmann, *Vibration problems in structures - Practical guidelines*, Edições Birkhäuser, 1995.
- [49] E.M.P.A. Ribeiro, *Projecto de uma ponte pedonal entre Porto e Gaia*, Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008.
- [50] B. Deneuille, *Appareils d'appui en élastomère fretté*, Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes: Ministère d l'Equipement, 1974.
- [51] J.J. Arenas e A.C. Aparicio, *Aparells de recolçament*, Barcelona: Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona, 2007.

ANEXOS - A

Resistência da secção																																																															
Perfil em Aço		Esforços actuantes																																																													
Características mecânicas:	fy	355 MPa	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;">Msd</td> <td style="text-align: center;">kN.m</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Vsd</td> <td style="text-align: center;">kN</td> </tr> </table>	Msd	kN.m	Vsd	kN																																																								
	Msd	kN.m																																																													
	Vsd	kN																																																													
Ea	2,10E+08 MPa																																																														
γa	1,0																																																														
Características geométricas:	Aa	0,041 m ²	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center; background-color: #d3d3d3;">Laje</th> </tr> <tr> <td rowspan="3" style="vertical-align: top;">Características mecânicas:</td> <td style="text-align: center;">fck</td> <td style="text-align: center;">35 MPa</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Ecm</td> <td style="text-align: center;">3,4E+07 MPa</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">γc</td> <td style="text-align: center;">1,5</td> </tr> <tr> <td rowspan="4" style="vertical-align: top;">Características geométricas:</td> <td style="text-align: center;">L₀₁</td> <td style="text-align: center;">24,20 m</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">L₀₂</td> <td style="text-align: center;">15,70 m</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">S₁</td> <td style="text-align: center;">2,00 m</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">S₂</td> <td style="text-align: center;">2,54 m</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">tw</td> <td style="text-align: center;">0,012 m</td> <td style="text-align: center;">hc</td> <td style="text-align: center;">0,287 m</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">ha</td> <td style="text-align: center;">0,800 m²</td> <td style="text-align: center;">hp</td> <td style="text-align: center;">0,00 m</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Wpl,y</td> <td style="text-align: center;">0,014 m²</td> <td colspan="2"></td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center; background-color: #d3d3d3;">Conectores</td> <td colspan="2" style="text-align: center; background-color: #d3d3d3;">Armaduras</td> </tr> <tr> <td rowspan="2" style="vertical-align: top;">Características mecânicas:</td> <td style="text-align: center;">fu</td> <td style="text-align: center;">450 MPa</td> <td rowspan="2" style="vertical-align: top;">Características mecânicas:</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">γv</td> <td style="text-align: center;">1,25</td> </tr> <tr> <td rowspan="2" style="vertical-align: top;">Características geométricas:</td> <td style="text-align: center;">Ac</td> <td style="text-align: center;">0,00031 m²</td> <td rowspan="2" style="vertical-align: top;">Características geométricas:</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">h</td> <td style="text-align: center;">0,10 m</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center; background-color: #d3d3d3;">Encurvadura lateral</td> <td colspan="2"></td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="vertical-align: top;"> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;">α_{LT}</td> <td style="text-align: center;">0,49</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">C₄</td> <td style="text-align: center;">19,0</td> </tr> </table> </td> <td colspan="2" style="vertical-align: top;"> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;">γ_{Rd}</td> <td style="text-align: center;">1,1</td> </tr> </table> </td> </tr> </table>	Laje		Características mecânicas:	fck	35 MPa	Ecm	3,4E+07 MPa	γc	1,5	Características geométricas:	L₀₁	24,20 m	L₀₂	15,70 m	S₁	2,00 m	S₂	2,54 m	tw	0,012 m	hc	0,287 m	ha	0,800 m ²	hp	0,00 m	Wpl,y	0,014 m ²			Conectores		Armaduras		Características mecânicas:	fu	450 MPa	Características mecânicas:	γv	1,25	Características geométricas:	Ac	0,00031 m ²	Características geométricas:	h	0,10 m	Encurvadura lateral				<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;">α_{LT}</td> <td style="text-align: center;">0,49</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">C₄</td> <td style="text-align: center;">19,0</td> </tr> </table>		α_{LT}	0,49	C₄	19,0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;">γ_{Rd}</td> <td style="text-align: center;">1,1</td> </tr> </table>		γ_{Rd}	1,1
	Laje																																																														
	Características mecânicas:	fck		35 MPa																																																											
		Ecm		3,4E+07 MPa																																																											
		γc		1,5																																																											
	Características geométricas:	L₀₁		24,20 m																																																											
		L₀₂		15,70 m																																																											
S₁		2,00 m																																																													
S₂		2,54 m																																																													
tw	0,012 m	hc	0,287 m																																																												
ha	0,800 m ²	hp	0,00 m																																																												
Wpl,y	0,014 m ²																																																														
Conectores		Armaduras																																																													
Características mecânicas:	fu	450 MPa	Características mecânicas:																																																												
	γv	1,25																																																													
Características geométricas:	Ac	0,00031 m ²	Características geométricas:																																																												
	h	0,10 m																																																													
Encurvadura lateral																																																															
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;">α_{LT}</td> <td style="text-align: center;">0,49</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">C₄</td> <td style="text-align: center;">19,0</td> </tr> </table>		α_{LT}	0,49	C₄	19,0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;">γ_{Rd}</td> <td style="text-align: center;">1,1</td> </tr> </table>		γ_{Rd}	1,1																																																						
α_{LT}	0,49																																																														
C₄	19,0																																																														
γ_{Rd}	1,1																																																														

Tabela 16 – Variáveis introduzidas na folha de cálculo para o cálculo dos esforços resistentes das secções e a sua verificação.

β_w	0,85	γ_{M0}	1,25	f_u	430 MPa
-----------	------	---------------	------	-------	---------

Secção	Vsd (kN)	h (m)	b (m)	tw (m)	tf (m)	Z (m)
S1	1259,80	0,600	0,30	0,015	0,04	-
S2	763,50	0,620	0,30	0,015	0,04	0,127
S3	450,80	0,681	0,40	0,015	0,05	0,192
S4	752,51	0,782	0,40	0,015	0,05	0,198
S5	1249,69	0,923	0,40	0,015	0,05	0,207
S6	1570,50	1,104	0,50	0,015	0,05	0,763
S7	1890,00	1,300	0,50	0,015	0,05	0,861
S8	1270,90	1,108	0,50	0,015	0,05	0,765
S9	1009,00	0,908	0,40	0,015	0,05	0,206
S10	748,10	0,783	0,40	0,015	0,05	0,198
S11	422,15	0,681	0,40	0,015	0,05	0,192
S12	676,50	0,620	0,30	0,015	0,04	0,127
S13	1115,62	0,600	0,30	0,015	0,04	-

Secção	Vsd (kN)	I_y (m ⁴)	$S_{y, sup}$ (m ³)	$S_{y, inf}$ (m ³)	a_{sup} (mm)	a_{inf} (mm)
S1	1259,80	0,0021	0,003	0,003	4,40	4,40
S2	763,50	0,0022	0,002	0,009	1,59	6,71
S3	450,80	0,0042	0,002	0,015	0,54	3,42
S4	752,51	0,0058	0,002	0,017	0,64	4,73
S5	1249,69	0,0083	0,002	0,020	0,67	6,28
S6	1570,50	0,0152	0,011	0,015	2,50	3,34
S7	1890,00	0,0217	0,014	0,018	2,56	3,26
S8	1270,90	0,0153	0,011	0,015	2,02	2,69
S9	1009,00	0,0080	0,002	0,019	0,57	5,18
S10	748,10	0,0058	0,002	0,017	0,63	4,69
S11	422,15	0,0042	0,002	0,015	0,51	3,20
S12	676,50	0,0022	0,002	0,009	1,41	5,95
S13	1115,62	0,0021	0,003	0,003	3,89	3,89
Máx					4,40	6,71
A colocar					4,50	7,00

Tabela 17 – Folha de cálculo aplicada no dimensionamento da ligação soldada entre a alma e os banzos da viga metálica principal.

	x	M ⁺ sd	M ⁻ sd	h	d	μ ⁺	ω ⁺	μ ⁻	ω ⁻	As - inf	As - sup	As - min	As - inf	As - sup	As - inf	As - sup
	(m)	(KN.m)	(KN.m)	(m)	(m)					(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)		
Corte 1	2,00	80,78	-124,11	0,30	0,27	0,049	0,051	0,076	0,079	7,20	11,23	4,41	7,20	11,23	φ12//.10	φ16//.15
	4,18	206,71	-7,37	0,30	0,27	0,126	0,136	0,004	0,005	19,29	0,64	4,41	19,29	4,41	φ16//.10	φ12//.30
	5,42	207,56	-6,74	0,30	0,27	0,127	0,136	0,004	0,004	19,38	0,59	4,41	19,38	4,41	φ16//.10	φ12//.30
	7,60	80,19	-124,13	0,30	0,27	0,049	0,050	0,076	0,079	7,15	11,23	4,41	7,15	11,23	φ12//.10	φ16//.15
Corte 2	2,00	-35,38	-107,81	0,30	0,27	0,000	0,000	0,066	0,068	0,00	9,70	4,41	4,41	9,70	φ12//.25	φ12//.20
	4,18	96,87	-8,05	0,30	0,27	0,059	0,061	0,005	0,005	8,68	0,70	4,41	8,68	4,41	φ16//.20	φ12//.30
	5,42	96,86	-8,04	0,30	0,27	0,059	0,061	0,005	0,005	8,68	0,70	4,41	8,68	4,41	φ16//.20	φ12//.30
	7,60	-35,38	-107,58	0,30	0,27	0,000	0,000	0,066	0,068	0,00	9,68	4,41	4,41	9,68	φ12//.25	φ12//.20
Corte 3	2,00	-29,81	-106,39	0,30	0,27	0,000	0,000	0,065	0,067	0,00	9,57	4,41	4,41	9,57	φ12//.25	φ12//.20
	4,18	95,83	-8,63	0,30	0,27	0,058	0,060	0,005	0,005	8,59	0,75	4,41	8,59	4,41	φ16//.20	φ12//.30
	5,42	95,84	-8,62	0,30	0,27	0,058	0,060	0,005	0,005	8,59	0,75	4,41	8,59	4,41	φ16//.20	φ12//.30
	7,60	-29,81	-106,35	0,30	0,27	0,000	0,000	0,065	0,067	0,00	9,56	4,41	4,41	9,56	φ12//.25	φ12//.20
Corte 4	2,00	-70,76	-170,85	0,30	0,27	0,000	0,000	0,104	0,111	0,00	15,73	4,41	4,41	15,73	φ12//.25	φ16//.15
	4,18	101,84	-2,85	0,30	0,27	0,062	0,064	0,002	0,002	9,14	0,25	4,41	9,14	4,41	φ16//.20	φ12//.30
	5,42	101,78	-2,89	0,30	0,27	0,062	0,064	0,002	0,002	9,14	0,25	4,41	9,14	4,41	φ16//.20	φ12//.30
	7,60	-70,76	-170,85	0,30	0,27	0,000	0,000	0,104	0,111	0,00	15,73	4,41	4,41	15,73	φ12//.25	φ16//.15
Corte 5	2,00	-35,78	-106,05	0,30	0,27	0,000	0,000	0,065	0,067	0,00	9,54	4,41	4,41	9,54	φ12//.25	φ12//.20
	4,18	96,15	-8,62	0,30	0,27	0,059	0,061	0,005	0,005	8,62	0,75	4,41	8,62	4,41	φ16//.20	φ12//.30
	5,42	96,12	-8,62	0,30	0,27	0,059	0,061	0,005	0,005	8,61	0,75	4,41	8,61	4,41	φ16//.20	φ12//.30
	7,60	-35,78	-106,09	0,30	0,27	0,000	0,000	0,065	0,067	0,00	9,54	4,41	4,41	9,54	φ12//.25	φ12//.20
Corte 6	2,00	45,27	-143,10	0,30	0,27	0,028	0,028	0,087	0,092	3,99	13,04	4,41	4,41	13,04	φ12//.25	φ16//.15
	4,18	205,45	-7,37	0,30	0,27	0,125	0,135	0,004	0,005	19,16	0,64	4,41	19,16	4,41	φ16//.10	φ12//.30
	5,42	206,19	-6,97	0,30	0,27	0,126	0,135	0,004	0,004	19,24	0,61	4,41	19,24	4,41	φ16//.10	φ12//.30
	7,60	45,77	-143,08	0,30	0,27	0,028	0,028	0,087	0,092	4,03	13,04	4,41	4,41	13,04	φ12//.25	φ16//.15

Tabela 18 – Folha de cálculo da armadura transversal da laje do tabuleiro.

	Msd (KN.m)	h (m)	d (m)	μ	ω	As (cm ²)	A_{s,min} (cm ²)	A_{s,final} (cm ²)	As
Encontro 1	-182,46	0,30	0,26	0,116	0,124	17,24	4,33	17,24	$\phi 16//.20 + \phi 12//.20$
	41,90	0,30	0,26	0,027	0,027	3,76	4,33	4,33	$\phi 12//.10$
Meio-vão 1	0,00	0,30	0,26	0,000	0,000	0,00	4,33	4,33	$\phi 12//.10$
	229,13	0,30	0,26	0,145	0,158	22,07	4,33	22,07	$\phi 16//.075$
Apoio	-212,55	0,30	0,26	0,135	0,146	20,33	4,33	20,33	$\phi 16//.10$
	0,00	0,30	0,26	0,000	0,000	0,00	4,33	4,33	$\phi 12//.10$
Meio-vão 2	0,00	0,30	0,26	0,000	0,000	0,00	4,33	4,33	$\phi 12//.10$
	149,40	0,30	0,26	0,095	0,100	13,93	4,33	13,93	$\phi 16//.075$
Encontro 2	-146,48	0,30	0,26	0,093	0,098	13,65	4,33	13,65	$\phi 16//.20 + \phi 12//.20$
	41,48	0,30	0,26	0,026	0,027	3,72	4,33	4,33	$\phi 12//.10$

Tabela 19 – Folha de cálculo simplificada da armadura longitudinal da laje do tabuleiro.

		b* (m)	h (m)	d (m)	As _{sup}	As _{inf}	Ac (cm ²)	Xu (cm)	I _{nfend} (m ⁴)	Med Comb raras (kN.m)	Med Comb q.p. (kN.m)	σ C.R. (MPa)	σ C.R. de tracção (MPa)	Verif. Betão fendilha
Corte 1	mínimo	1,00	0,30	0,26	15,71	11,31	0,30	0,15	0,0027	28,98	9,43	1,57	1,57	Não
	máximo	1,00	0,30	0,26	15,71	11,31	0,30	0,15	0,0027	-127,77	-88,34	7,12	7,12	Sim
Corte 2	mínimo	1,00	0,30	0,26	11,31	26,81	0,30	0,16	0,0029	-	-	-	-	-
	máximo	1,00	0,30	0,26	11,31	26,81	0,30	0,16	0,0029	164,33	124,40	8,87	8,87	Não
Corte 3	mínimo	1,00	0,30	0,26	11,31	26,81	0,30	0,16	0,0029	-	-	-	-	-
	máximo	1,00	0,30	0,26	11,31	26,81	0,30	0,16	0,0029	164,33	124,40	8,87	8,87	Sim
Corte 4	mínimo	1,00	0,30	0,26	20,11	11,31	0,30	0,15	0,0028	-153,50	-125,78	8,44	8,44	Sim
	máximo	1,00	0,30	0,26	20,11	11,31	0,30	0,15	0,0028	-	-	-	-	-
Corte 5	mínimo	1,00	0,30	0,26	11,31	26,81	0,30	0,16	0,0029	-	-	-	-	-
	máximo	1,00	0,30	0,26	11,31	26,81	0,30	0,16	0,0029	91,61	61,04	4,94	4,94	Sim
Corte 6	mínimo	1,00	0,30	0,26	15,71	11,31	0,30	0,15	0,0027	-101,23	-63,06	5,64	5,64	Sim
	máximo	1,00	0,30	0,26	15,71	11,31	0,30	0,15	0,0027	28,67	9,12	1,55	1,55	Sim

Es (GPa)	200
Ecm (Gpa)	34,0
φ(∞, t ₀)	1,5
Ec,eff (Gpa)	13,6
α	14,7
0,6 f _{ck} (MPa)	21,0
0,45 f _{ck} (MPa)	15,8
0,8 f _{yk} (MPa)	400
f _{ctm} (Mpa)	3,2
r (m)	0,04

	XG secção fend. (m)	I _{CR} secção fend. (m ⁴)	X _u a usar (m)	I _a usar (m ⁴)	σ C.R. fendilhado (MPa)	Verif. Fend.	σ C.Q.P. (MPa)	Verif. Fluência	σ C.R. (MPa)	Verif. Aço
Corte 1	0,070	0,0007	0,15	0,0027	1,57	Ok	0,51	Ok	7,52	Ok
	0,082	0,0008	0,08	0,0008	13,99	Ok	9,67	Ok	142,26	Ok
Corte 2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	0,102	0,0014	0,16	0,0029	8,87	Ok	6,71	Ok	98,71	Ok
Corte 3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	0,102	0,0014	0,10	0,0014	11,95	Ok	9,05	Ok	133,08	Ok
Corte 4	0,091	0,0008	0,09	0,0008	17,40	Ok	14,26	Ok	209,64	Ok
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Corte 5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	0,102	0,0014	0,10	0,0014	6,66	Ok	4,44	Ok	65,30	Ok
Corte 6	0,082	0,0008	0,08	0,0008	11,08	Ok	6,91	Ok	101,55	Ok
	0,070	0,0007	0,07	0,0007	2,73	Ok	0,87	Ok	12,79	Ok

Tabela 20 – Verificação do ELS de limitação das tensões na laje do tabuleiro.

$W_{k,max}$	0,3 mm
-------------	--------

		h (m)	d (m)	X_u a usar (m)	σ C.R. (MPa)	ϕ_s^* (mm)	$f_{ct,eff}$ (MPa)	h_{cr} (m)	ϕ_s (mm)	ϕ_s usado (mm)	Verif. Aço
Corte 1	mínimo	0,30	0,26	0,15	7,52	32	2,9	0,15	24	14	Ok
	máximo	0,30	0,26	0,08	142,26	32	2,9	0,22	35	12	Ok
Corte 2	mínimo	0,30	0,26	-	-	-	-	-	-	-	-
	máximo	0,30	0,26	0,16	98,71	32	2,9	0,14	23	16	Ok
Corte 3	mínimo	0,30	0,26	-	-	-	-	-	-	-	-
	máximo	0,30	0,26	0,10	133,08	32	2,9	0,20	32	16	Ok
Corte 4	mínimo	0,30	0,26	0,09	209,64	16	2,9	0,21	17	16	Ok
	máximo	0,30	0,26	-	-	-	-	-	-	-	-
Corte 5	mínimo	0,30	0,26	-	-	-	-	-	-	-	-
	máximo	0,30	0,26	0,10	65,30	32	2,9	0,20	32	16	Ok
Corte 6	mínimo	0,30	0,26	0,08	101,55	32	2,9	0,22	35	14	Ok
	máximo	0,30	0,26	0,07	12,79	32	2,9	0,23	37	12	Ok

Tabela 21 – Verificação do ELS da fendilhação do betão da laje do tabuleiro.

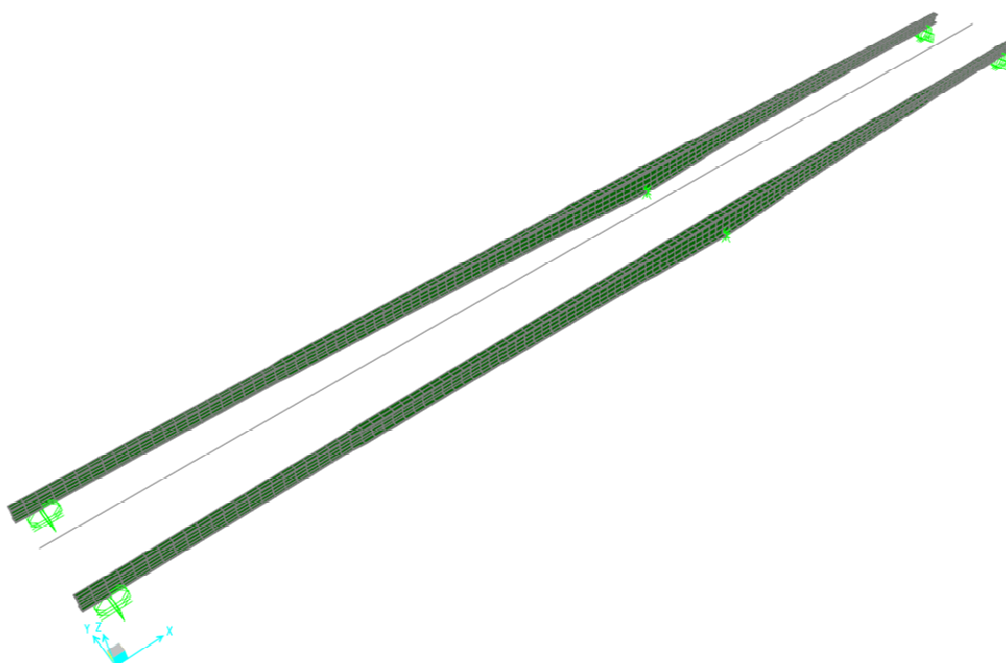


Fig. 49 – Modelo final das vigas metálicas longitudinais e respectivos apoios.

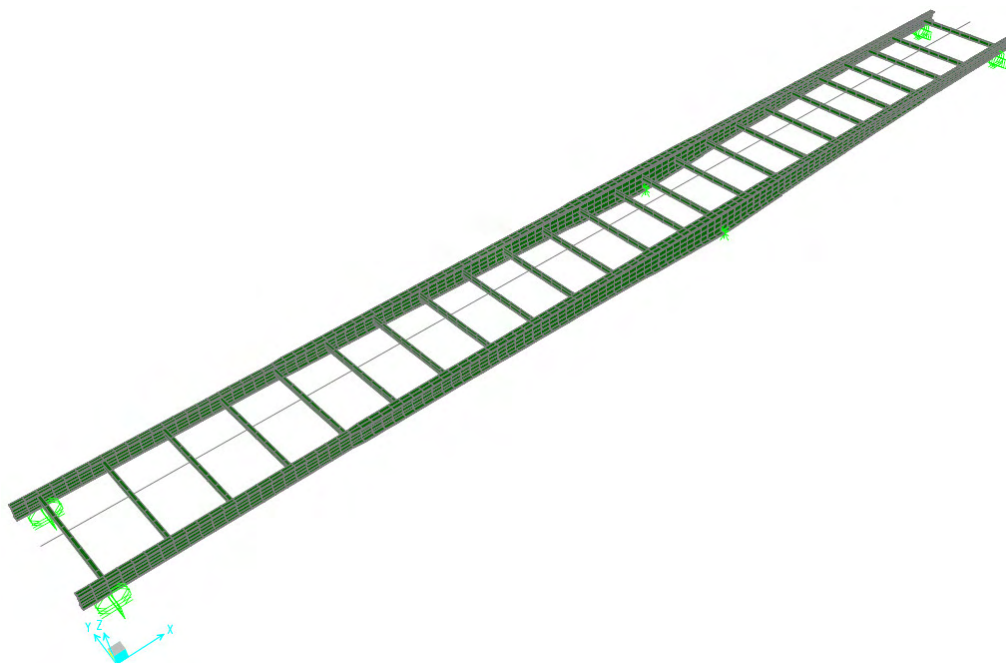


Fig. 50 – Modelo final das vigas metálicas longitudinais com os contraventamentos.

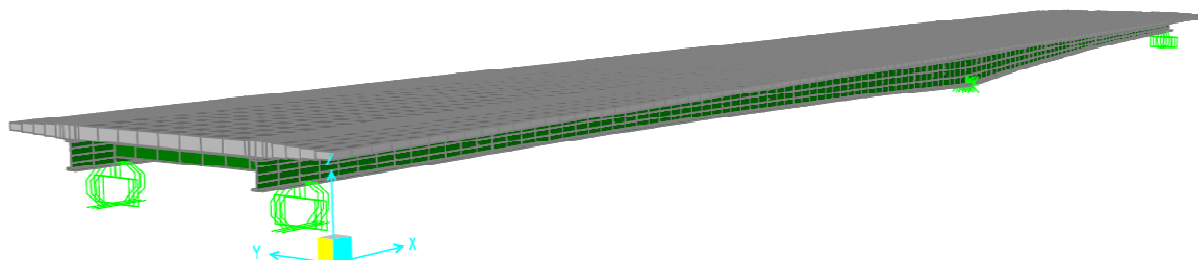


Fig. 51 – Modelo final do tabuleiro de betão, juntamente com a estrutura metálica.

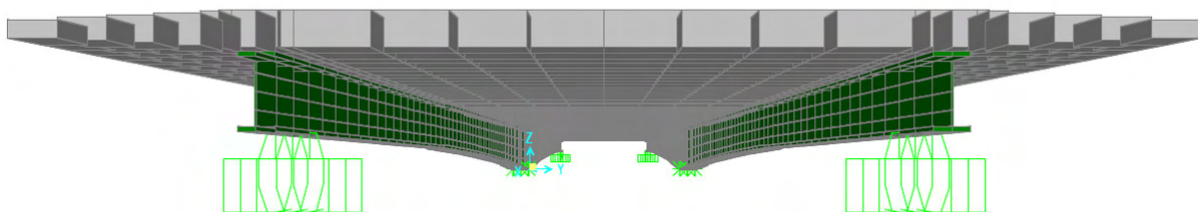


Fig. 52 – Modelo final da estrutura, vista do encontro, sem incluir os contraventamentos.

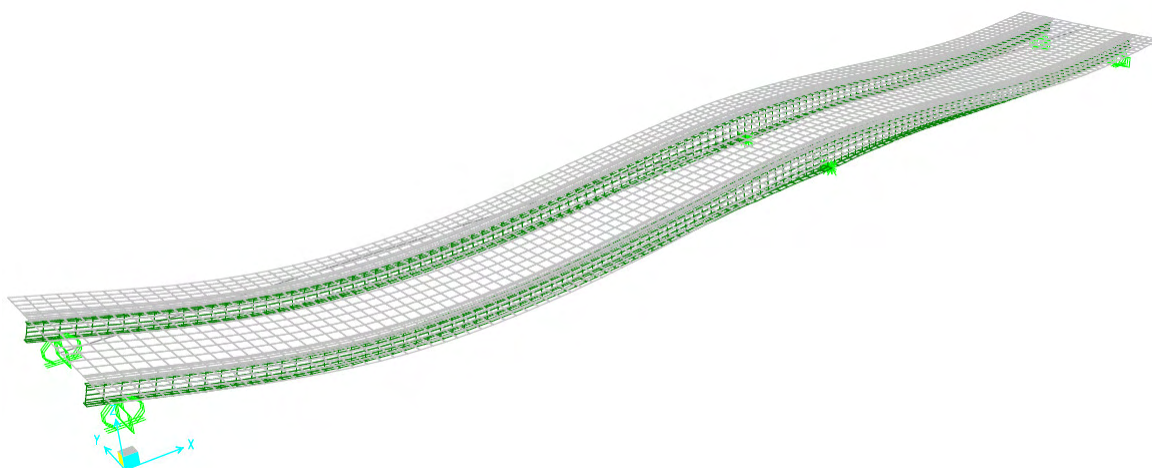
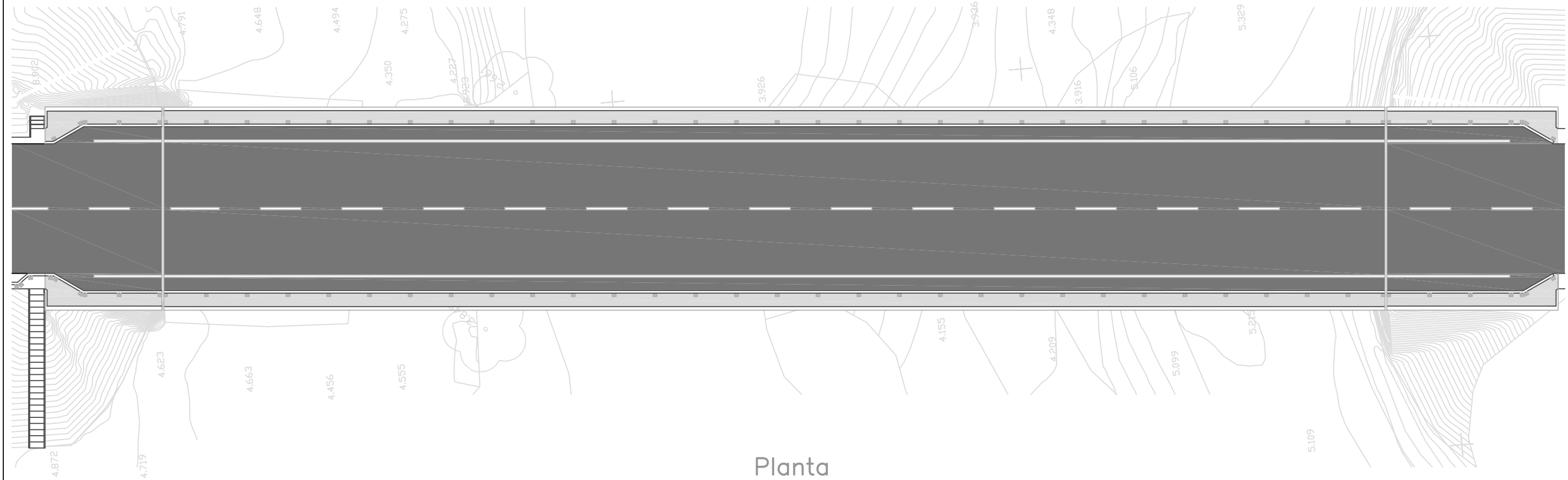


Fig. 53 – Modelo final da estrutura, deformação da estrutura sob cargas permanentes.

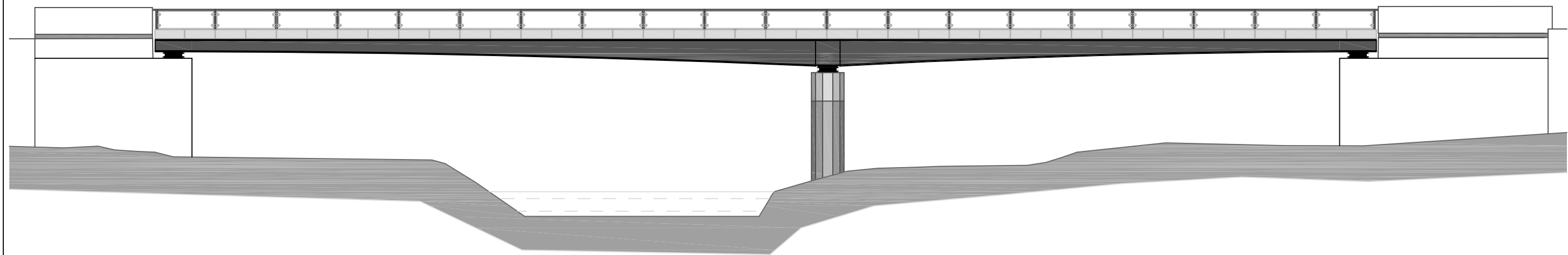
ANEXOS - B




Planta

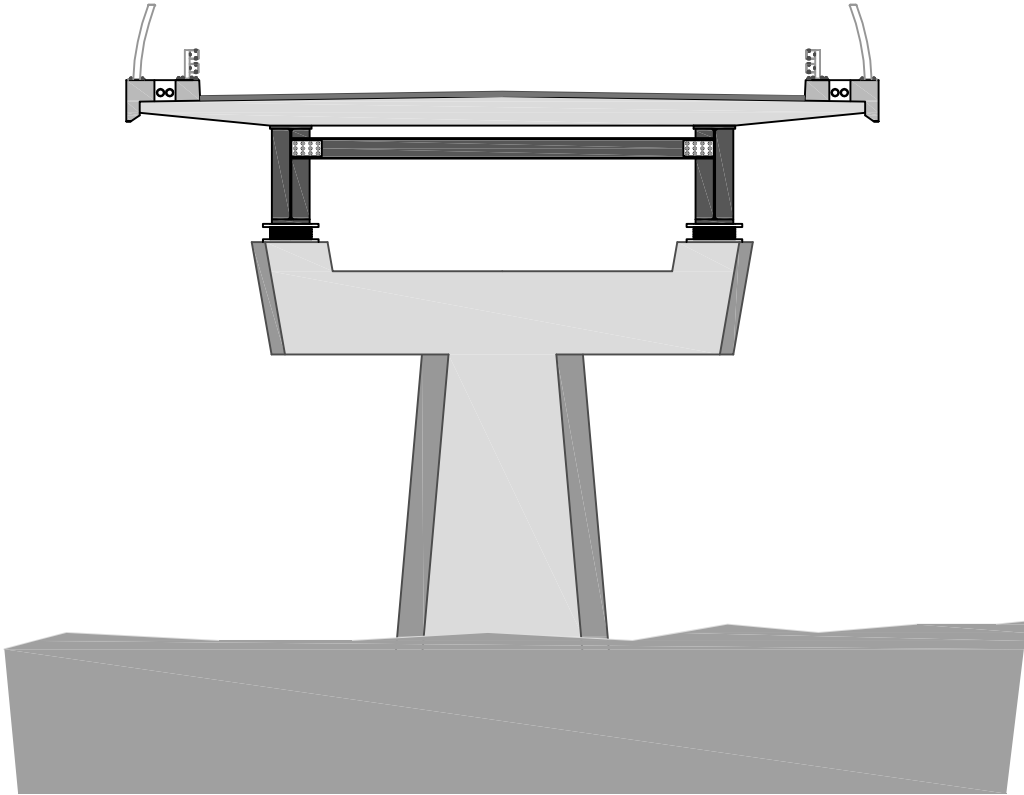
SANTARÉM

MUGE

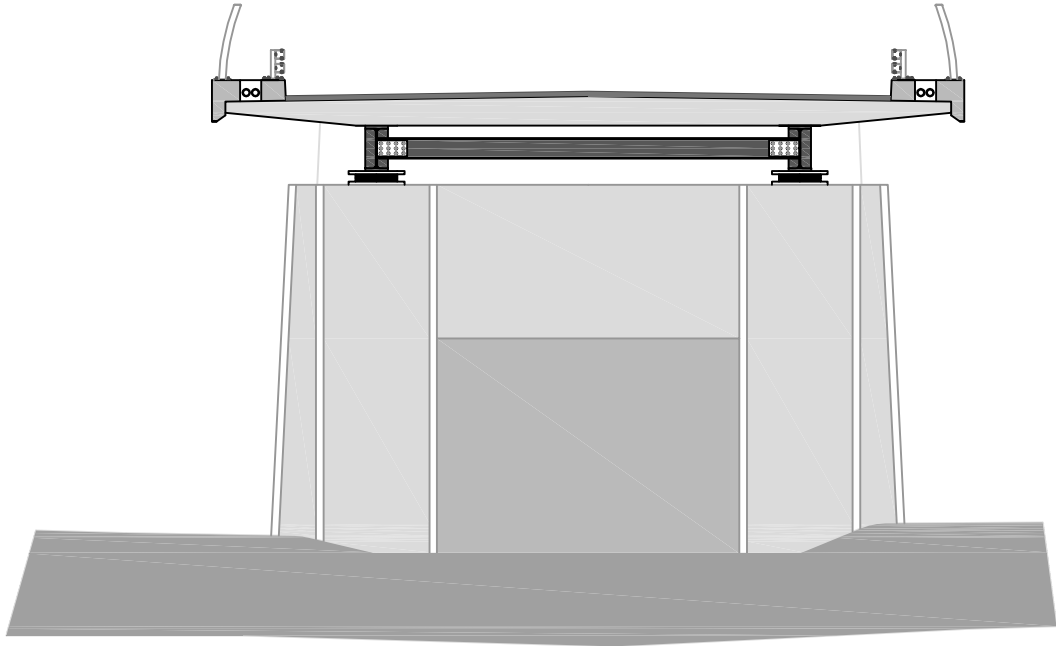


Alçado Oeste


	EN 118		Data: 29.05.2009
	Ponte de Muge		Projecto: Daniel Lopes
	PROJECTO DE EXECUÇÃO		Planta: 001
	Ponte sobre a Ribeira de Muge		Escala: 1/200
	Planta e alçado		
	Universidade de Aveiro		
	Departamento de Engenharia Civil		



Secção Transversal pelo Pilar

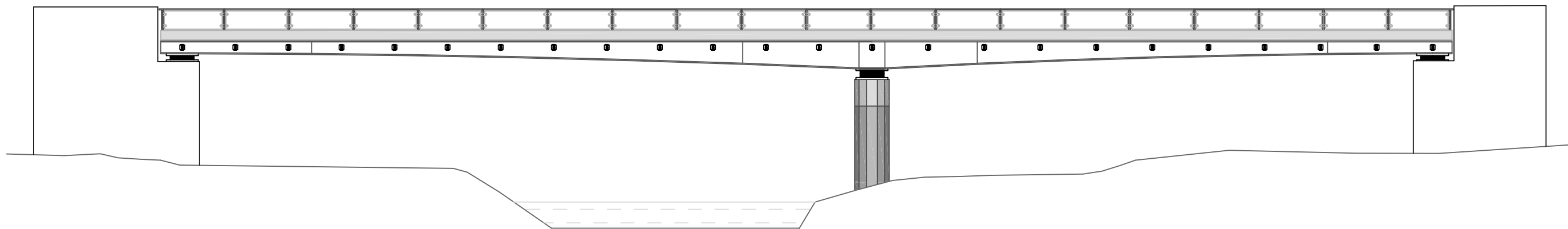



Secção Transversal pelo Encontro

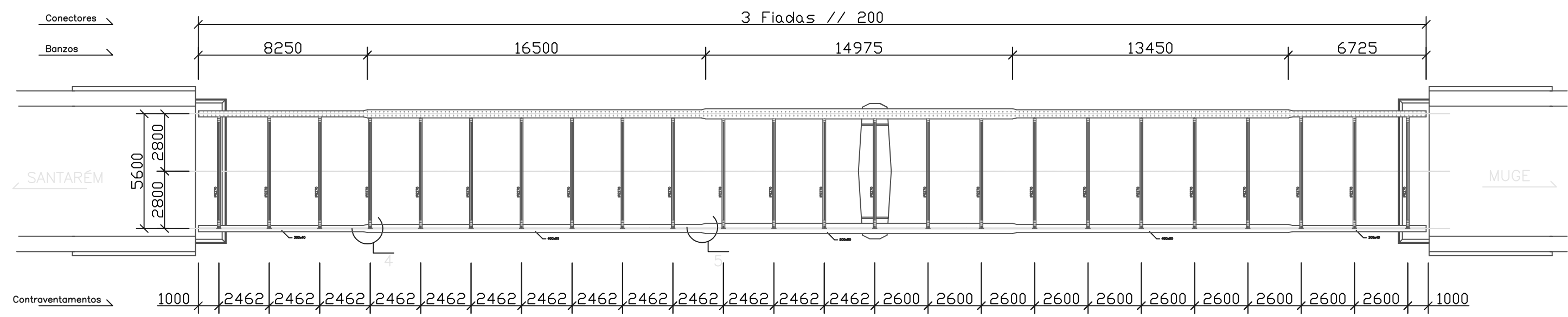
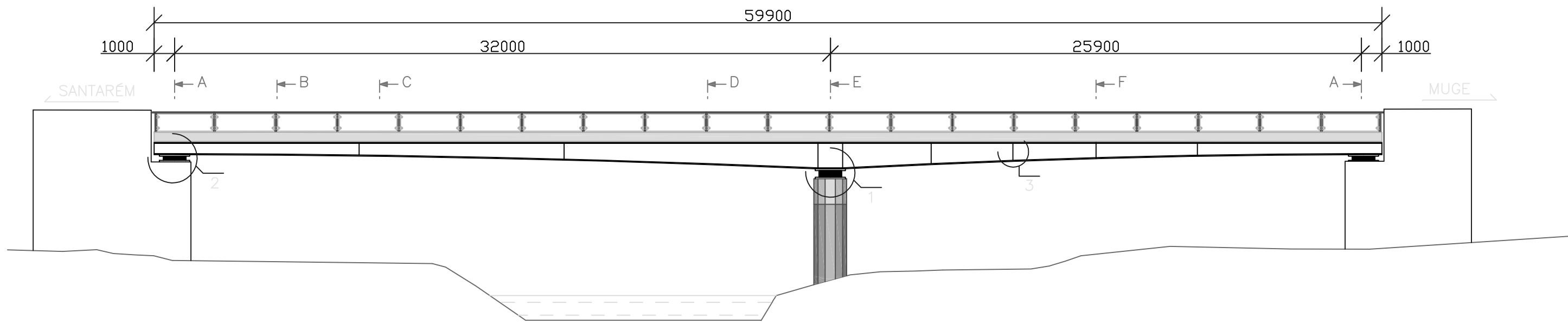
	EN 118		Data: 29.05.2009
	Ponte de Muge		Projecto: Daniel Lopes
	PROJECTO DE EXECUÇÃO Ponte sobre a Ribeira de Muge Cortes transversais pelos encontros e pilar central		Planta: 002
	Universidade de Aveiro Departamento de Engenharia Civil		Escala: 1/100


SANTARÉM

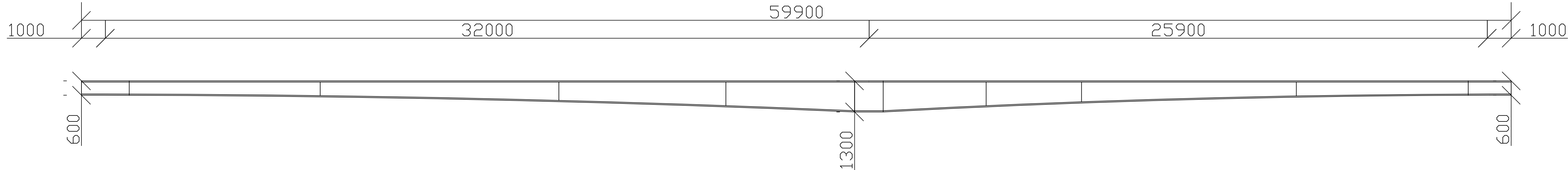
MUGE



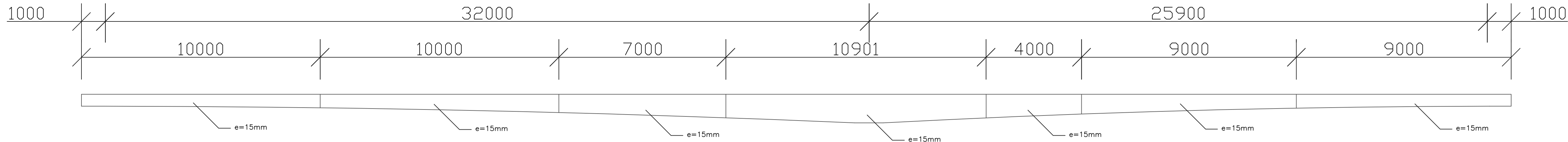
	EN 118		Data: 29.05.2009
	Ponte de Muge		Projecto: Daniel Lopes
	PROJECTO DE EXECUÇÃO Ponte sobre a Ribeira de Muge Corte longitudinal pelo eixo da ponte		Planta: 003
	Universidade de Aveiro Departamento de Engenharia Civil		Escala: 1/200



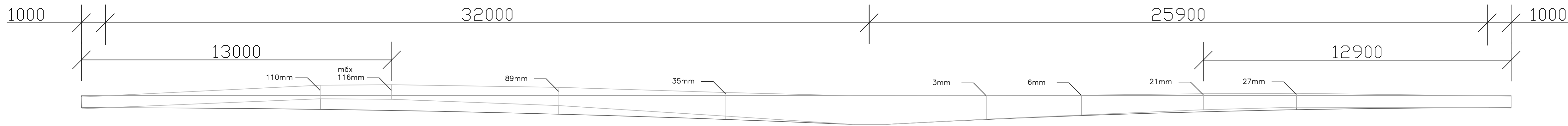
	EN 118		Data: 29.05.2009
	Ponte de Muge		Projecto: Daniel Lopes
	PROJECTO DE EXECUÇÃO		Planta: 004
	Ponte sobre a Ribeira de Muge		Escala: 1/200
Estrutura Metálica			
Planta - banzos, conectores e contraventamentos			
Universidade de Aveiro			
Departamento de Engenharia Civil			



Alçado

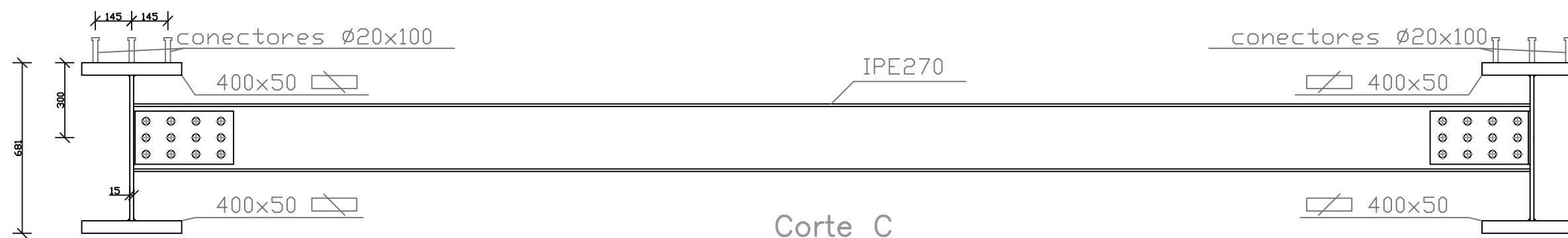
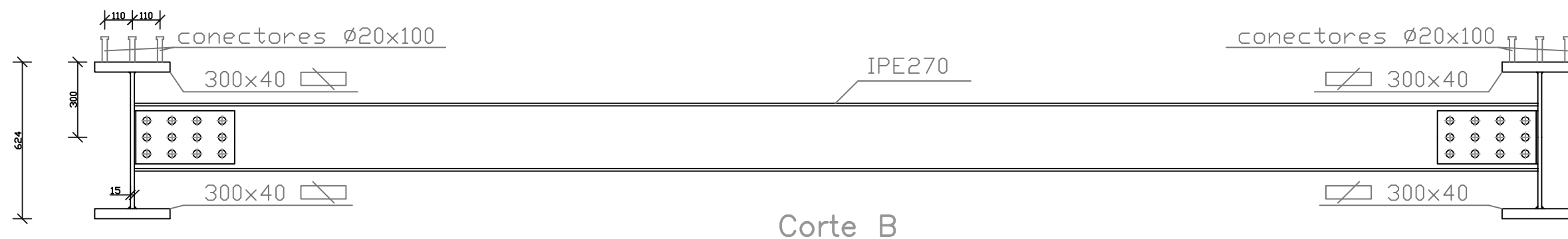
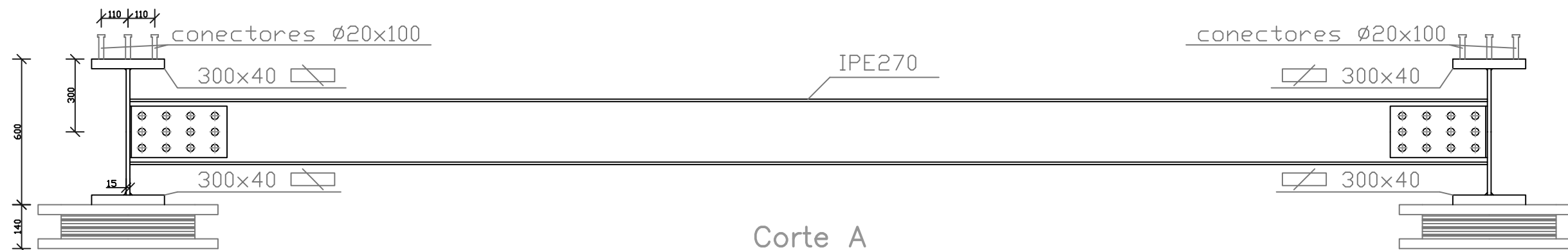



Perfil das vigas longitudinais - Variação de espessura

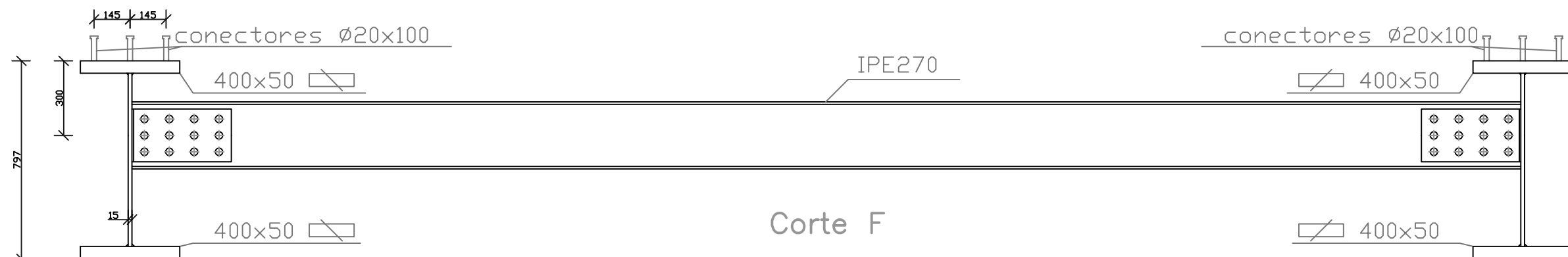
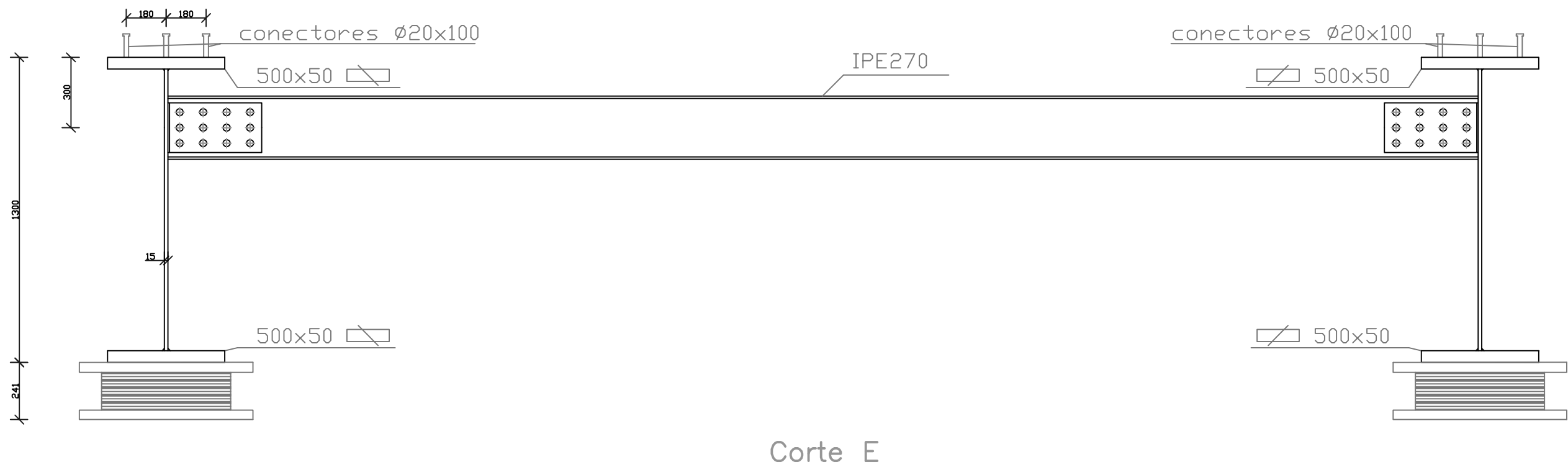
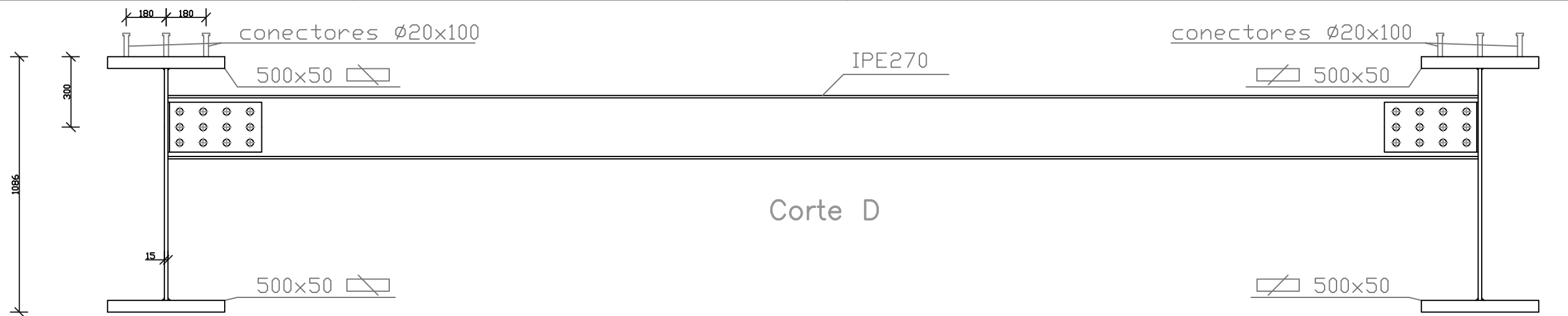



Perfil das vigas longitudinais - Contra-flecha de fabrico

	EN 118		Data: 29.05.2009
	Ponte de Muge		Projecto: Daniel Lopes
	PROJECTO DE EXECUÇÃO		Planta: 005
	Ponte sobre a Ribeira de Muge		Escala: 1/100
Vigas metálicas longitudinais			
Alçado e geometria de fabrico			
Universidade de Aveiro			
Departamento de Engenharia Civil			

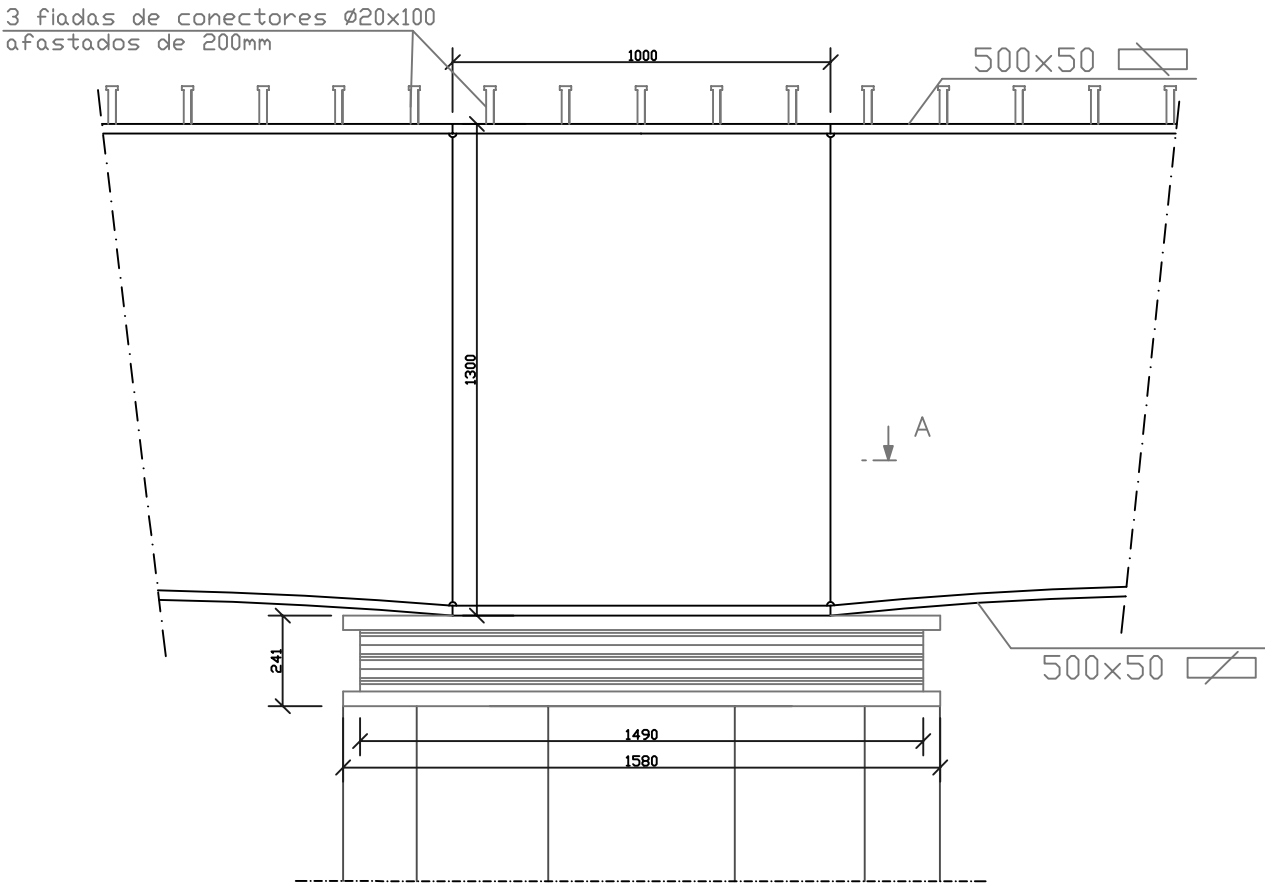


	EN 118		Data: 29.05.2009
	Ponte de Muge		Projecto: Daniel Lopes
	PROJECTO DE EXECUÇÃO		Planta: 006
	Ponte sobre a Ribeira de Muge		Escala: 1/20
	Estrutura Metálica		
	Cortes Transversais – Planta 1		
	Universidade de Aveiro		
	Departamento de Engenharia Civil		

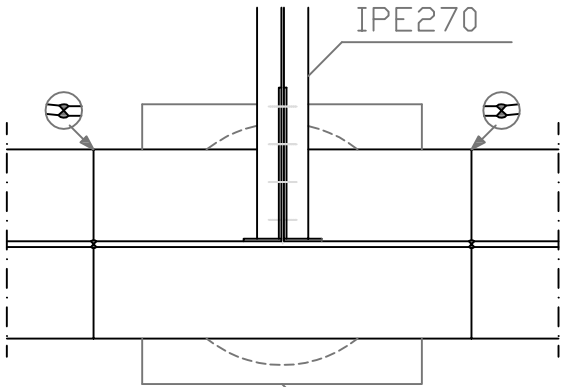


	EN 118		Data: 29.05.2009
	Ponte de Muge		Projecto: Daniel Lopes
	PROJECTO DE EXECUÇÃO		Planta: 007
	Ponte sobre a Ribeira de Muge		Escala: 1/20
	Estrutura Metálica		
	Cortes Transversais – Planta 2		
	Universidade de Aveiro		
	Departamento de Engenharia Civil		

Pormenor 1

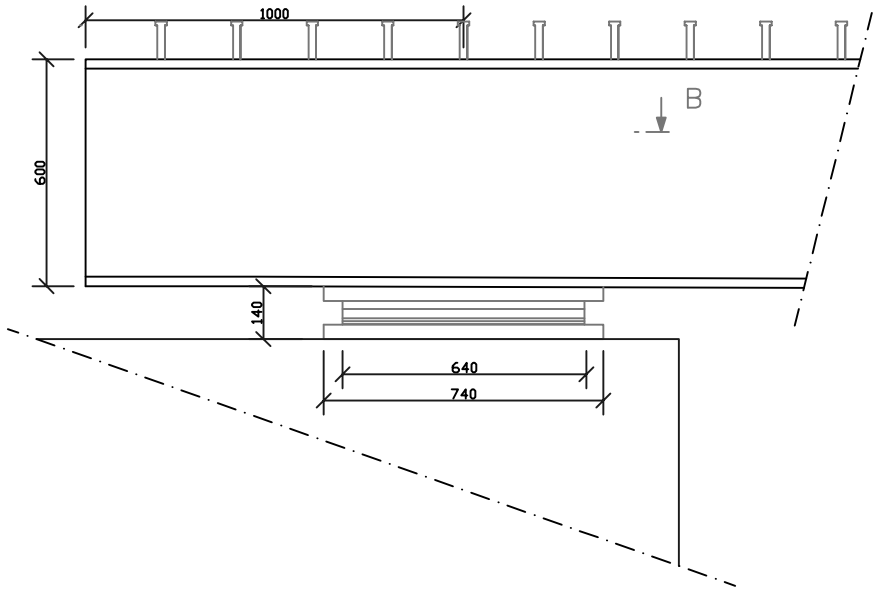


Corte - A

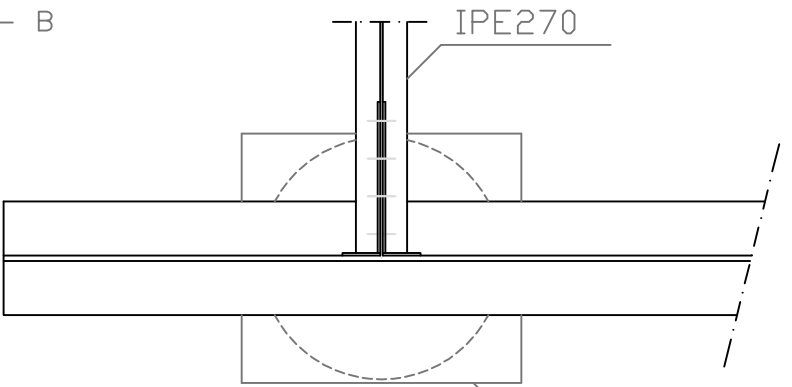


Aparelho de Apoio 1

Pormenor 2



Corte - B



Aparelho de Apoio 2

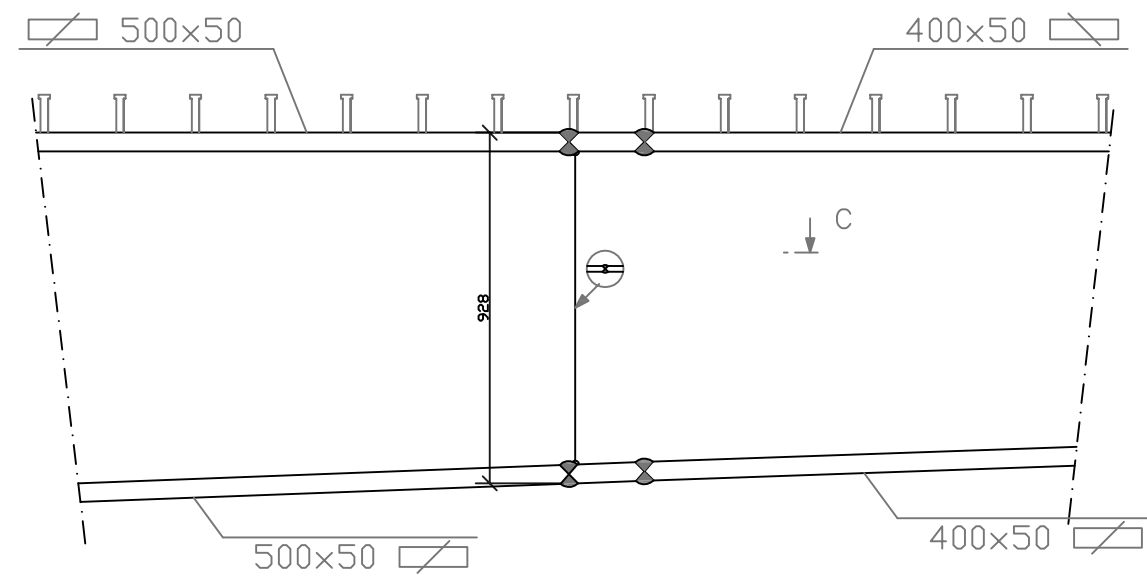
Apoios de Neoprene Confinado:

Apoio 1 - B=740mm D=640mm BH=140mm

Apoio 1 - B=1580mm D=1490mm BH=241mm

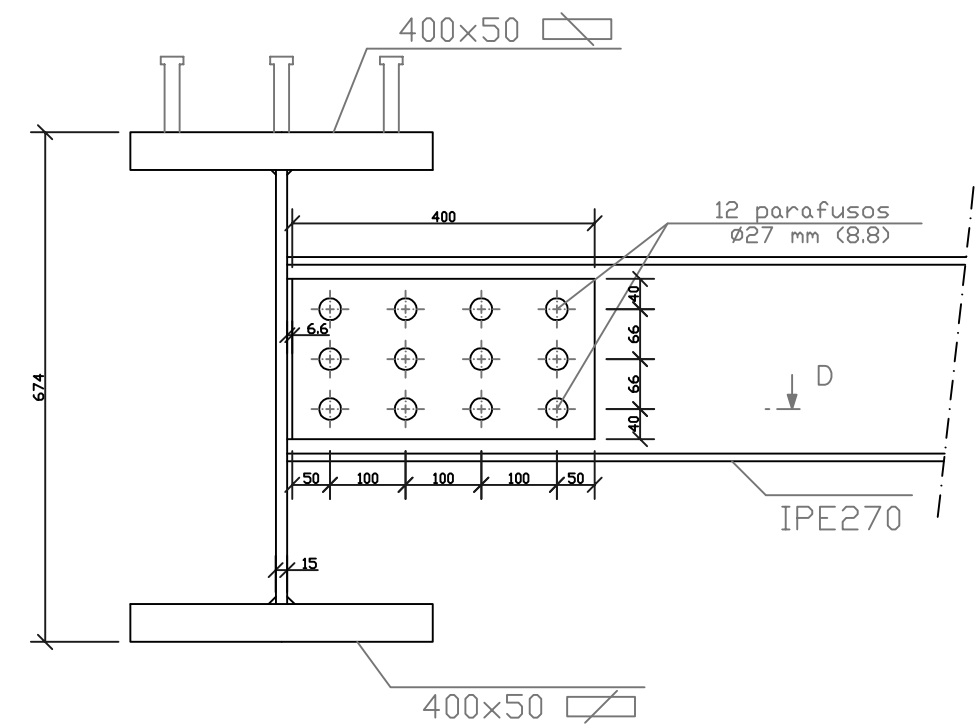
	EN 118		Data: 29.05.2009
	Ponte de Muge		Projecto: Daniel Lopes
	PROJECTO DE EXECUÇÃO		Planta: 008
	Ponte sobre a Ribeira de Muge		Escala: 1/20
Estrutura Metálica			
Pormenores			
Universidade de Aveiro			
Departamento de Engenharia Civil			

Pormenor 3



Pormenor 4

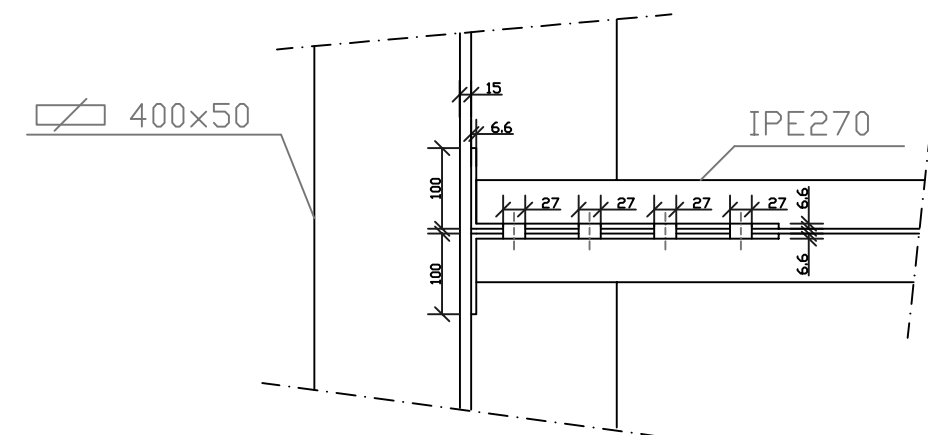
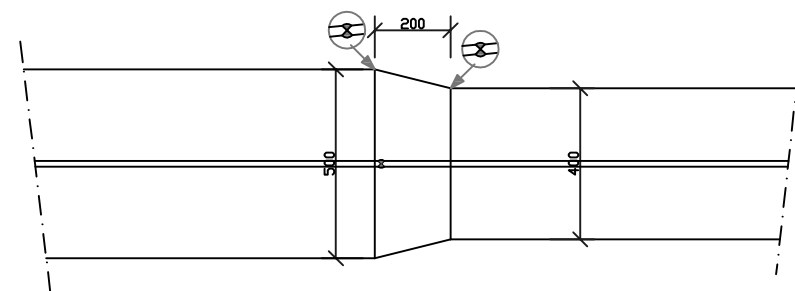
Escala 1/10



Corte - D

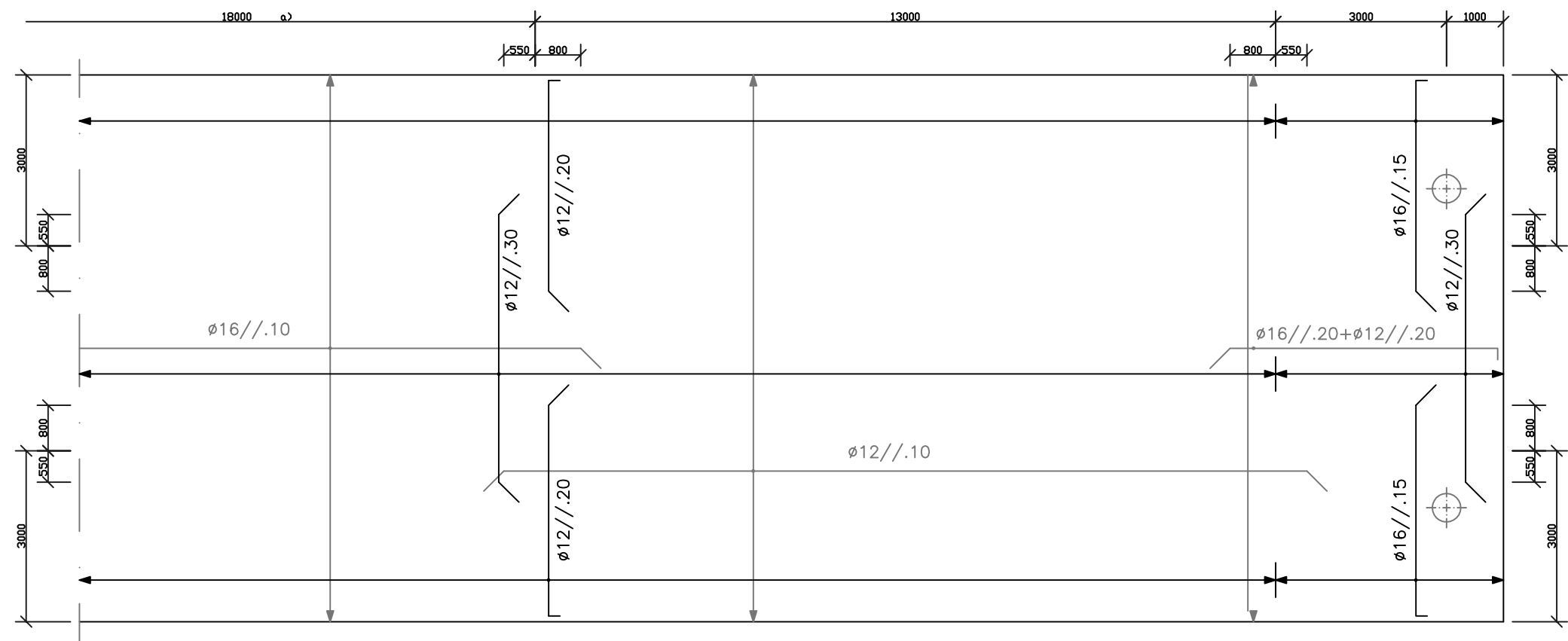
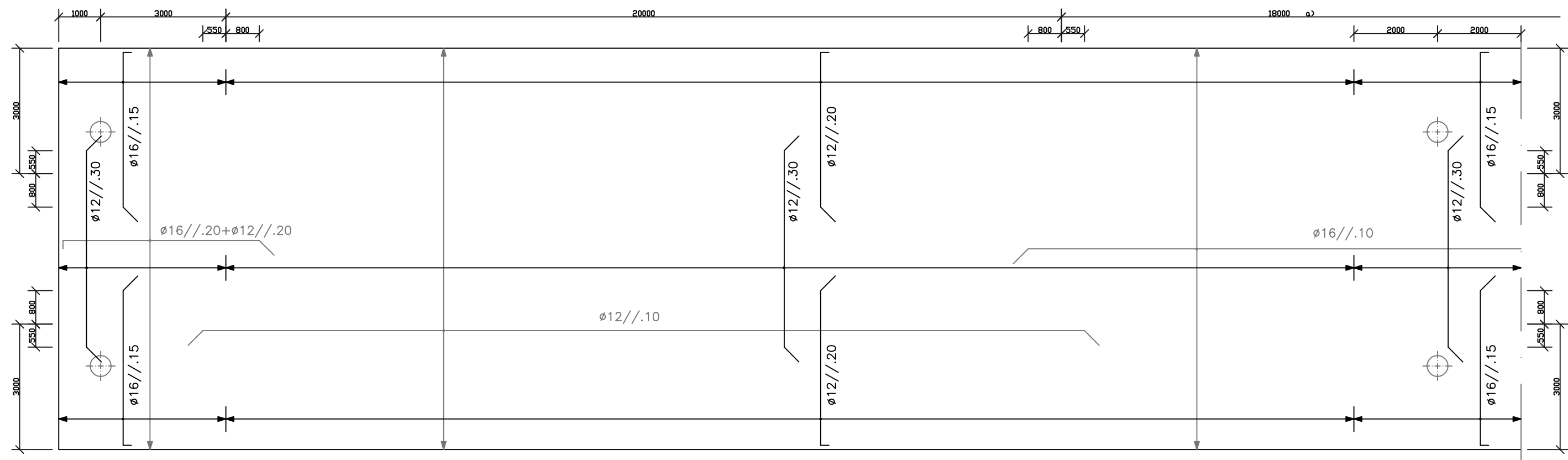
Pormenor 5


Corte - C



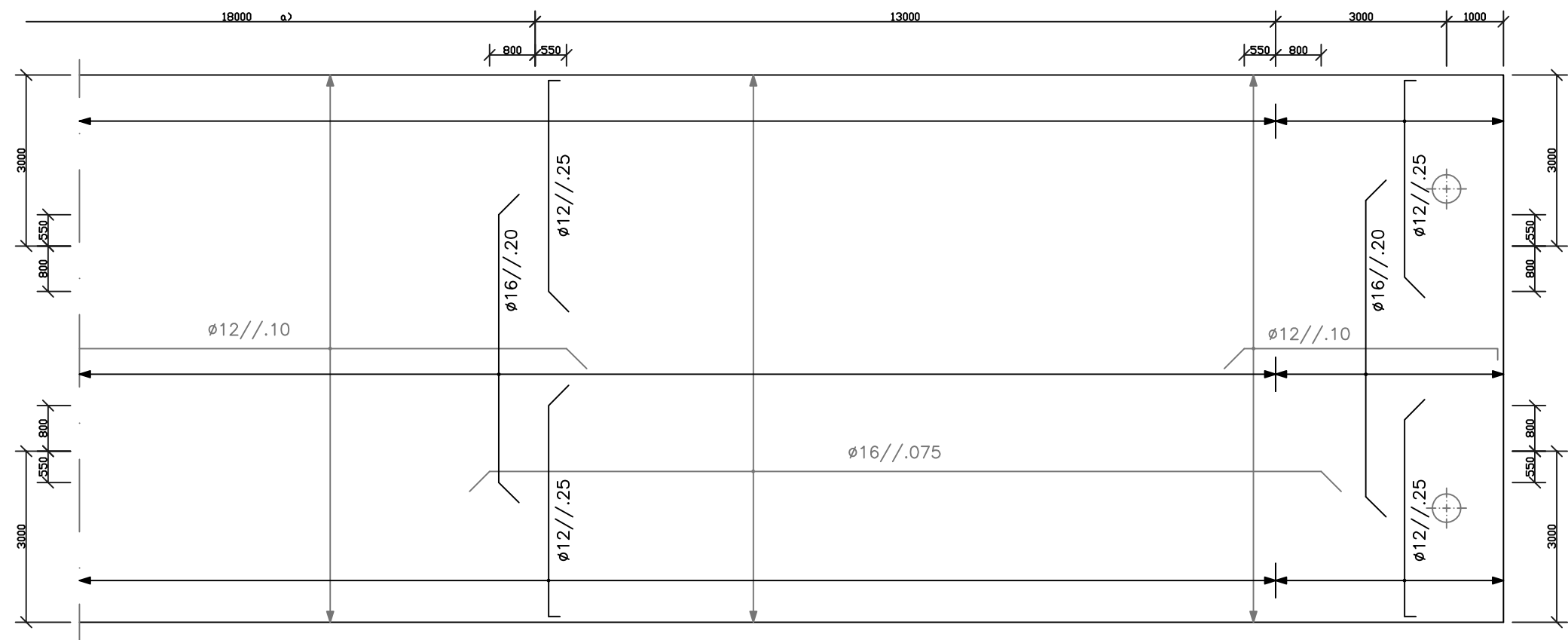
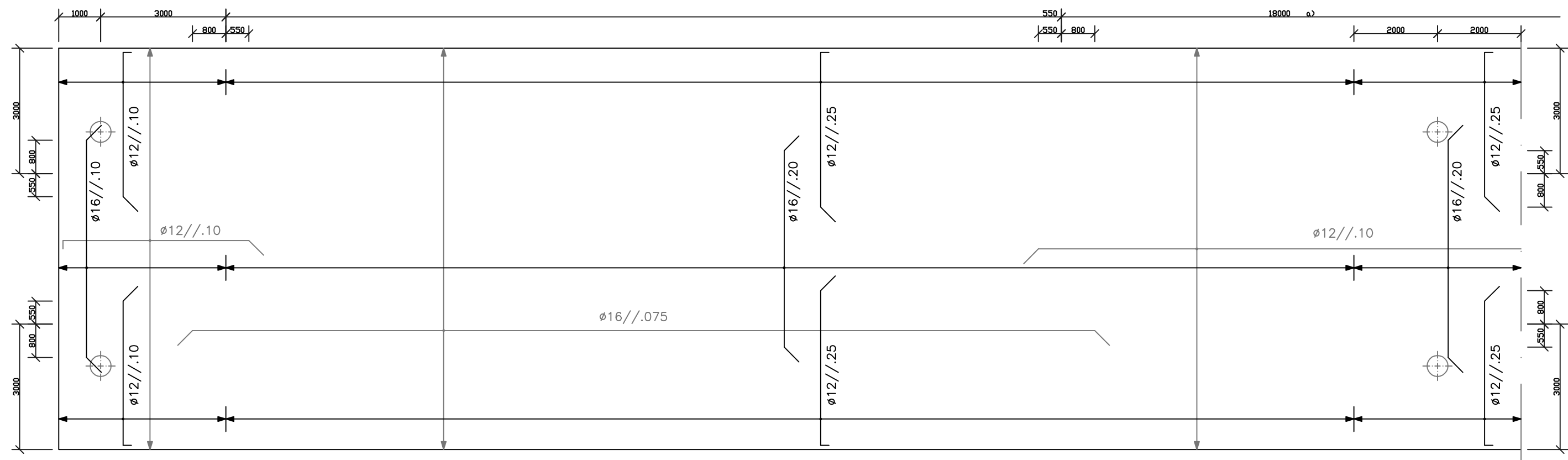
	EN 118		Data: 29.05.2009
	Ponte de Muge		Projecto: Daniel Lopes
	PROJECTO DE EXECUÇÃO		Planta: 009
	Ponte sobre a Ribeira de Muge		Escala: 1/20
	Estrutura Metálica		1/10
	Pormenores		
	Universidade de Aveiro		
	Departamento de Engenharia Civil		

Armaduras superiores



	EN 118		Data: 29.05.2009
	Ponte de Muge		Projecto: Daniel Lopes
	PROJECTO DE EXECUÇÃO Ponte sobre a Ribeira de Muge Tabuleiro – laje de betão Armaduras superiores		Planta: 010
	Universidade de Aveiro Departamento de Engenharia Civil		Escala: 1/100

Armaduras inferiores



	EN 118		Data: 29.05.2009
	Ponte de Muge		Projecto: Daniel Lopes
	PROJECTO DE EXECUÇÃO Ponte sobre a Ribeira de Muge Tabuleiro - laje de betão Armaduras inferiores		Planta: 011
	Universidade de Aveiro Departamento de Engenharia Civil		Escala: 1/100